



جامعة بجاية  
Tasdawit n Bgayet  
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane Mira-Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

**Mémoire de fin d'études**  
Pour l'obtention d'un diplôme master en génie civil

**Option : structures**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment (R+9+Sous sol) à usage d'habitation et commercial  
Sis à Sétif**

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> Mouhoub hafidha

M<sup>elle</sup> Amrouche tinhinane

**Encadré par :**

M<sup>r</sup> Ourabah .A

**Membres de jury :**

M<sup>r</sup> Bourouba.A

M<sup>r</sup> Sisalem.A

**Promotion 2018/2019**

## **Remerciements**

D'abord nous remercions notre seigneur de nous avoir donné le courage de mener ce travail au bout.

Nous remercions nos parents respectifs qui ont toujours crue en nous.

Ont tien a remercier chaleureusement les enseignants du département génie civil qui nous ont prêté main forte dans le besoin.

Ont tien a remercier notre encadreur monsieur Ourabah, qui a accepté de nous guider sur le bon chemin et mener à bien ce travail.

On remercie spécialement le BET de wilaya ainsi que toute son équipe qui nous ont accueillit et aider dans ce travail.

Finalement merci a toute personne ayant contribué de prêt ou de loin a la réalisation de ce travail.

# *Dédicaces*

*A mes précieux parents qui ont été présent pour moi*

*A mes sœurs :*

*Abla , Nahla , Loubna , Assia , Nour el houda*

*A toute ma famille*

*A mes amies de parcours :*

*Kahina.A , Kahina.B*

*Aux chères amies :*

*Katia , sylvia*

*A ma binôme : Tinhinane*

*A toute personne qui a cru en moi*

*Mouhoub Hafidha*

## *Dédicaces*

*A mes précieux parents qui ont été présent pour moi*

*A mes sœurs ainsi que mon frère*

*Smail , Kahina , Chahla , Youssra , Kenza ,Dihia*

*A toute ma famille*

*A mes amies de parcours :*

*Kahina.A , Kahina.B*

*Aux chères amies :*

*Ayad , Wissam*

*A mon fiancé :*

*Naim*

*A ma binôme : Hafidha*

*A toute personne qui a cru en moi*

*Amrouche Tinhinane*



## **introduction générale**

### **I. Chapitre 1 généralités**

I.1. Présentation du projet : .....	2
I.2. Données géotechniques du site : .....	2
I.5.1 Béton : .....	2
I.5.2 Acier : .....	3
I.5.2.1. Contraintes limites : .....	3

### **II. Chapitre 2 Prédimensionnements et calcul des éléments secondaires**

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires : .....	5
II.1.1. Plancher : .....	5
II.1.1.2. Plancher à dalle pleine : .....	6
II.1.2.1. Pré dimensionnement des escaliers : .....	9
II.1.4 Pré dimensionnement des éléments principaux : .....	11
II.1.4.1 Poutres : .....	11
II.1.4.2 Les voiles : .....	12
II.1.4.3 Pré dimensionnement des poteaux: .....	14
II.1.4.3.1 Vérification du poteau : .....	20
II.2 Calcul des planchers: .....	22
Dans notre structure on distingue deux types de planchers : .....	22
II.2.1 Etude des poutrelles : .....	22
II.2.1.1 Etude de la dalle de compression : .....	37
II.2.2. Calcul des planchers à dalle pleine : .....	37
II.3. Etude des escaliers : .....	42
II.3.1 Etude du type Escalier (RDC) : .....	42
II.3.1.1 Etude de la première et la troisième partie : .....	42
II.3.1.1.1 Etude des volées 1 et 3 : .....	42
II.2.1.1.3 Etude du palier d'arriver : .....	45
Etude de l'Ascenseur : .....	49
II.4.1 Dimensionnement de la dalle : .....	49
II.4.1.1 Cas d'une charge répartie : .....	50
II.5 Etude de l'acrotère de la terrasse inaccessible : .....	53
II.5.1 Hypothèses de calculs : .....	53
II.5.2 Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère : .....	53
II.6 Etude de la poutre de chainage : .....	57

II.6.1 Dimensionnement .....	57
<b>III. Chapitre3 Etude sismique</b>	
III.1. Introduction .....	59
III.2. Modélisation .....	59
III.3. Méthodes de calcul des forces sismiques .....	60
III.3.1 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :.....	60
III.3.2 Caractéristique du spectre :.....	61
III.3.3 Vérification et justification des exigences du RPA99v2003 :.....	62
<b>IV. Chapitre4 Etude des éléments structuraux</b>	
IV.1 introduction : .....	69
IV.2 Etude des poutres .....	69
IV.2.1 Recommandation du RPAv2003 .....	69
IV.2.1.1 Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1).....	69
IV.2.1.2 Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2).....	69
IV.2.1.3 Vérification des armateurs selon RPA99 : (art 7.5.2.1).....	71
IV.3 Étude des poteaux : .....	72
IV.3.2 Recommandations de RPA : .....	72
IV.3.3 Sollicitation de calcul: .....	73
IV.3.4 Calcul du ferrailage: .....	73
IV.3.5 Vérifications nécessaires : .....	76
IV.4 Etude des voiles: .....	78
IV.4.1 Introduction .....	78
IV.4.2 Recommandation du RPA99 version 2003 .....	79
IV.4.3 Exemple de calcul du voile Vx4 : .....	79
<b>V. Chapitre 5 étude de infrastructure</b>	
V.1 Introduction : .....	86
V.2 Choix de type de fondations .....	86
V.3 Combinaisons de calcul : .....	86
V.4 Etude du radier : .....	86
V.5 Vérifications nécessaires : .....	86
V.5.1 Vérifications à l'ELU : .....	88
V.5.2 Vérifications à l'ELS : .....	88
V.5 Etude des nervures : .....	89
V.5.1 Calcul des sollicitations : .....	90
V.5.2 Calcul du chargement : .....	90
V.5.3 Calcul des sollicitations : .....	91

## Table des matières

---

V.6 Etude du mur périphérique : .....	92
V.6.1 Evaluation des charges et surcharges : .....	92
V.6.2 Calcul des sollicitations .....	93
V.6.3 Vérifications à l'ELU : .....	93
V.6.2 Vérifications à l'ELS : .....	93

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## **Annexes**



## Table des figures

Figure II-1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	5
Figure II-2 Schéma de disposition des poutrelles (RDC) .....	6
Figure II-3 Coupe d'une poutrelle .....	6
Figure II-4 Dalle sur deux appuis .....	7
Figure II-5 Dalle sur un appui.....	7
Figure II-6 Dalle sur 3 appuis .....	7
Figure II-7 Dalle sur 3 appuis .....	8
Figure II-8 Dalle sur 3 appuis .....	8
Figure II-9 Dalle sur 4 appuis .....	8
Figure II-10 Dalle sur 4 appuis .....	8
Figure II-11 Schéma d'un escalier .....	9
Figure II-12 (a) schéma de l'escalier 01, (b) schéma statique de l'escalier 01 .....	10
Figure II-13 Schéma statique de l'escalier 02.....	10
Figure II-14 (a) schéma statique de l'escalier, (b) schéma statique de volées 1 et 2, (c) schéma statique de volée 2.....	10
Figure II-15 (a) schéma de l'escalier 04, (b) schéma statique de volées 1 et 3, (c) schéma statique de volée 2.....	11
Figure II-16 Schéma de l'acrotère .....	11
Figure II-17 Surface afférente du poteau P1 .....	15
Figure II-18 Surface afférente du poteau P2 .....	18
Figure II-19 schéma statique de la poutrelle de type (3).....	23
Figure II-20 schéma statique de la poutrelle de type (1).....	24
Figure II-21 Ferrailage de la dalle de compression .....	37
Figure II-22 dalle D1.....	37
Figure II-23 Les différents types des dalles pleines.....	39
Figure II-24 Schéma de ferrailages du panneau (D1) .....	42
Figure II-25 Schéma statique de la première et la troisième partie .....	42
Figure II-26 Section droite de l'escalier à ferrailer.....	43
Figure II-27 Schéma statique de la deuxième partie.....	44
Figure II-28 Schéma statique du palier d'arrive .....	45
Figure II-29 Schéma statique de la poutre brisée.....	46
Figure II-30 Charges sur la poutre brisée.....	46
Figure II-31 Moments de torsion dans la poutre palière.....	47
Figure II-32 Schéma de ferrailage de l'escalier .....	48
Figure II-33 Ferrailage de la 2ème partie de l'escalier .....	49
Figure II-34 Ferrailage de la poutre brisé .....	49
Figure II-35 Schéma de l'ascenseur.....	49
Figure II-36 Schéma représentatif de la surface d'impact .....	51
Figure II-37 Schéma de ferrailage du local machine .....	53
Figure II-38 Ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur .....	53
Figure II-39 Schéma statique de l'acrotère .....	55
Figure II-40 Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	56
Figure II-41 Ferrailage de la poutre de chaînage .....	58
Figure III-1 Vue en 3D de la modélisation de la structure.....	59

## Table des figures

---

Figure III-2 Spectre de réponse (Selon X et Y) .....	62
Figure III-3 Plan de disposition des voiles de contreventement .....	62
Figure III-4 1er Mode de vibration - Translation suivant l'axe X .....	64
Figure III-5 2eme Mode de vibration - Translation suivant l'axe Y .....	64
Figure III-6 3 <sup>eme</sup> Mode de vibration Rotation autour de l'axe Z- .....	65
Figure IV-1 Zone nodale .....	72
Figure IV-2 Schéma des contraintes .....	80
Figure IV-3 Schéma de ferrailage du voile VX4 de l'RDC .....	81
Figure V-1 Schéma des lignes de ruptures du radier .....	89
Figure V-2 Répartition des charges sur la nervure N1 selon les deux sens .....	90
Figure V-3 Schéma statique de la nervure N1 selon les deux sens .....	90
Figure V-4 Schéma statique de la nervure N2 .....	91
Figure V-5 Répartition des charges sur la nervure N2 .....	91
Figure V-6 Section à ferrailer .....	91
Figure V-8 Schéma du voile .....	92
Figure V-9 Répartitions des contraintes sur le mur. ....	93

**Liste des tableaux**

Tableau I-1 Caractéristiques géométriques .....	2
Tableau I-2 Module de déformation du béton : .....	3
Tableau I-3 matériaux utilisés ainsi que leurs caractéristiques .....	4
Tableau II-1 Caractéristique du plancher choisie .....	5
Tableau II-2 Caractéristique de panneau D1 .....	7
Tableau II-3 Caractéristique de panneau D2.....	7
Tableau II-4 Caractéristique de panneau D3.....	7
Tableau II-5 Caractéristique de panneau D4.....	7
Tableau II-6 Caractéristique de panneau D5.....	8
Tableau II-7caractéristique de panneau D6 .....	8
Tableau II-8 caractéristique de panneau D7 .....	8
Tableau II-9 dimensions de l'escalier 02(RDC).....	10
Tableau II-10 dimensions de l'escalier 03(RDC).....	10
Tableau II-11 dimensions de l'escalier 04(RDC).....	10
Tableau II-12 dimensions de l'escalier principal. ....	11
Tableau II-13 Evaluation des charges pour étage courant .....	12
Tableau II-14 Evaluation des charges pour terrasse inaccessible .....	12
Tableau II-15 Evaluation des charges pour terrasse accessible .....	13
Tableau II-16 Evaluation des charges pour murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).....	13
Tableau II-17 Evaluation des charges pour murs extérieures (une seule paroi en briques creuses). 13	
Tableau II-18 Evaluation des charges pour la volée .....	13
Tableau II-19 Evaluation des charges pour le palier.....	14
Tableau II-20 Poids des poteaux supposés .....	14
Tableau II-21 Descente de charges du poteau P1 .....	15
Tableau II-22 Descente de charges du poteau P2 .....	18
Tableau II-23Vérification des poteaux à la compression simple.....	20
Tableau II-24 Vérification au flambement des poteaux.....	21
Tableau II-25 dimensions des poteaux.....	22
Tableau II-26 Différents types de poutrelles: .....	22
Tableau II-27 charges revenant aux poutrelle.....	23
Tableau II-28Moments isostatiques .....	25
Tableau II-29 sollicitations max dans les différents types de poutrelles de l'étage courant.....	26
Tableau II-30 sollicitations maximales pour les différents planchers.....	29
Tableau II-31 sollicitations maximales pour les différents planchers.....	29
Tableau II-32 Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU des différents niveaux .....	33
Tableau II-33 Vérifications nécessaires à l'ELU .....	34
Tableau II-34 Vérification des contraintes à l'ELS .....	34
Tableau II-35vérifications des flèches des différents niveaux.....	35
Tableau II-36 Nouvelles sections d'armatures en travée .....	36
Tableau II-37 Schémas de ferrailage des poutrelles des différents niveaux .....	36
Tableau II-38Caractéristiques de la dalle.....	37
Tableau II-39 Ferrailage de la dalle .....	38
Tableau II-40 Vérification de la flèche .....	39
Tableau II-41 Données des différents types de dalle pleine .....	39

## Liste des Tableaux

Tableau II-42 Calcul des sollicitations maximales dans les dalles pleines .....	40
Tableau II-43 Calcul du ferrailage à l'ELU .....	40
Tableau II-44 Vérification de l'effort tranchant .....	40
Tableau II-45 Vérifications des contraintes à l'ELS .....	40
Tableau II-46 Vérifications de la flèche à l'ELS .....	41
Tableau II-47 Chargement revenant à l'escalier .....	42
Tableau II-48 Sollicitations dans l'escalier .....	42
Tableau II-49 Ferrailage de la première et la troisième partie .....	43
Tableau II-50. Vérification des contraintes à l'ELS .....	43
Tableau II-51 Evaluation de charge de la deuxième volée .....	44
Tableau II-52 Ferrailage de la deuxième partie .....	44
Tableau II-53 Vérification des contraintes à l'ELS .....	44
Tableau II-54 Evaluation de charge de palier d'arriver .....	45
Tableau II-55 Ferrailage de palier .....	45
Tableau II-56 Vérification des contraintes à l'ELS .....	45
Tableau II-57 ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple. ....	46
Tableau II-58 Les nouveaux résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous : .....	47
Tableau II-59 Ferrailage après augmentation de la section .....	47
Tableau II-60 Vérification des contraintes à l'ELS .....	48
Tableau II-61 Evaluation des charges de l'Ascenseur .....	50
Tableau II-62 ferrailage de la dalle d'ascenseur. ....	50
Tableau II-63 Vérification de l'effort tranchant .....	50
Tableau II-64 Vérification des contraintes de compression dans le béton. ....	50
Tableau II-65 Ferrailage de la dalle de la salle des machines .....	52
Tableau II-66 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle salle machine .....	53
Tableau II-67 Charges revenant à l'acrotère .....	53
Tableau II-68 Combinaisons d'actions de l'acrotère.(sollicitation revenu à l'acrotère) .....	54
Tableau II-69 Section droite de l'acrotère à ferrailer .....	55
Tableau II-70 Résultats du ferrailage de la poutre de chaînage .....	57
Tableau II-71 Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre de chaînage .....	57
Tableau III-1 Valeurs des pénalités $P_q$ .....	61
Tableau III-2 Vérification de la résultante des forces sismiques .....	62
Tableau III-3 Périodes et taux de participation massique de la structure .....	63
Tableau III-4 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales .....	65
Tableau III-5 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales sens x .....	66
Tableau III-6 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales sens .....	66
Tableau III-7 Vérification de l'effort normal réduit .....	67
Tableau III-8 Vérifications des déplacements .....	67
Tableau III-9 Vérification des déplacements .....	68
Tableau III-10 Dimensions finales des éléments structuraux .....	68
Tableau IV-1 Armatures longitudinales maximales .....	69
Tableau IV-2 Sollicitations maximales dans les poutres associées aux voiles .....	70
Tableau IV-3 Sollicitations maximales dans les poutres non associées aux voiles .....	70
Tableau IV-4 Ferrailage des poutres associées aux voiles .....	70
Tableau IV-5 Ferrailage des poutres non associées aux voiles .....	70

## Liste des Tableaux

---

Tableau IV-6 Vérification des contraintes tangentielles.....	71
Tableau IV-7Vérification de l'état limite de compression du béton.....	71
Tableau IV-8 Vérification de l'état limite de déformation .....	71
Tableau IV-9 Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	73
Tableau IV-10 Sollicitations maximales dans les poteaux pour chaque Niveau : .....	73
Tableau IV-11 Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux. ....	74
Tableau IV-12 Ferrailage transversal des poteaux.....	75
Tableau IV-13 Vérification au flambement des différents poteaux.....	76
Tableau IV-14 Vérification des contraintes dans le béton .....	76
Tableau IV-15Vérification des contraintes de cisaillement.....	77
Tableau IV-16 Moments résistants dans les poteaux.....	77
Tableau IV-17 Moments résistants dans les poutres principales et secondaires.....	78
Tableau IV-18Vérification des zones nodales selon le sens principale .....	78
Tableau IV-19 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire .....	78
Tableau IV-20Sollicitations du voile VX4de RDC .....	79
Tableau IV-21 Ferrailage du voile VX1 .....	81
Tableau IV-22 Ferrailage du voile VX2 .....	82
Tableau IV-23 Ferrailage du voile VX4 .....	82
Tableau IV-24 Ferrailage du voile VX5 .....	83
Tableau IV-25 Ferrailage du voile VY1 .....	83
Tableau IV-26 Ferrailage du voile VY4 .....	84
Tableau IV-27Ferrailage du voile VY5 .....	84
Tableau IV-28 Ferrailage du voile VY6 .....	85
Tableau V-1 Calcul des moments à l'ELU .....	88
Tableau V-2 Ferrailage du radier. ....	88
Tableau V-3 Vérifications des contraintes à l'ELS .....	88
Tableau V-4 Calcul des armatures du radier à l'ELS .....	89
Tableau V-5 Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage. ....	89
Tableau V-6Chargement sur les travées des deux sens .....	90
Tableau V-7 Sollicitations de la nervure N1 a l'Elu.....	91
Tableau V-8 Sollicitations de la nervure N2.....	91
Tableau V-9Résultats du ferrailage des nervures .....	91
Tableau V-10 Vérification des contraintes à l'ELS .....	92
Tableau V-11 Calcul des armatures du radier à l'ELS .....	92
Tableau V-12 Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage. ....	92
Tableau V-13 Calcul des moments à l'ELU .....	93
Tableau V-14 Ferrailage de voile périphérique .....	93
Tableau V-15 Vérifications des contraintes à l'ELS .....	94
Tableau V-16 Calcul des armatures du voile périphérique l'ELS. ....	94
Tableau V-17 Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage. ....	94

### Tableau des symboles et notations

Symboles	Notations
<b>A', Aser</b>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<b>At</b>	Section d'un cours d'armature transversale.
<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b><math>\alpha</math></b>	Coefficient de la fibre neutre.
<b>B</b>	Aire d'une section de béton.
<b>Br</b>	Section réduite.
<b>b</b>	La largeur en générale.
<b>C</b>	Cohésion du sol.
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale.
<b>Ei</b>	Module de Yong instantané.
<b>Ev</b>	Module de Yong différé.
<b>Es</b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>fbu</b>	Contrainte de compression du béton
<b>fe</b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b>fc28</b>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<b>ft28</b>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<b>fji</b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<b>fgi</b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<b>fqi</b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<b>fgv</b>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<b><math>\Delta f</math></b>	Fleche totale.
<b><math>\Delta f_{adm}</math></b>	Fleche admissible.
<b>G</b>	Charges permanentes.
<b>H</b>	Hauteur.
<b>ht</b>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<b>hcc</b>	Hauteur du corps creux
<b>hdc</b>	Hauteur de la dalle de compression.
<b>he</b>	Hauteur libre d'étage.
<b>hr</b>	Hauteur de la dalle du radier.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>If</b>	Moment d'inertie fissuré.
<b>Q</b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<b>L</b>	Portée d'un élément.
<b>Lmax</b>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<b>Lx</b>	Distance entre de deux poutrelles.
<b>Ly</b>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<b>M</b>	Moment en générale.
<b>Ma</b>	Moment en appui.
<b>Mt</b>	Moment en travée.
<b>M0</b>	Moment isostatique.
<b>N</b>	Effort normal
<b>n</b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.

## Liste des abréviations

<b><math>R</math></b>	Coefficient de comportement global.
<b><math>S</math></b>	Section d'un élément.
<b><math>S_{rad}</math></b>	Surface du radier.
<b><math>St</math></b>	Espacement des armatures.
<b><math>T1, T2</math></b>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
<b><math>V</math></b>	Effort tranchant.
<b><math>W</math></b>	Poids de la structure.
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><math>\sigma_{st}</math></b>	Contrainte de traction dans l'acier.
<b><math>\gamma_w</math></b>	Pois volumique de l'eau.
<b><math>\gamma_b</math></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<b><math>\gamma_s</math></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
<b><math>\sigma_{adm}</math></b>	Contrainte admissible.
<b><math>\tau</math></b>	Contrainte de cisaillement.
<b><math>\xi</math></b>	Pourcentage d'amortissement critique.
<b><math>CT</math></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
<b><math>\beta</math></b>	Coefficient de pondération.
<b><math>\lambda_i</math></b>	Coefficient instantané.
<b><math>\lambda_v</math></b>	Coefficient différé.

# Introduction générale

L'objectif du domaine Ingénierie est d'assurer la sécurité de toutes les constructions réalisées que se soit en béton armé ou bien en charpente métallique.

En ce moment on s'intéresse à l'étude des ouvrages réalisés en béton armé qui est le matériau le plus utilisé dans ce domaine grâce à ces avantages.

Ces ouvrages sont sans doute menacés par les catastrophes naturelles, d'après les résultats des différentes études géologique et sismologique, l'Algérie est classée dans les zones des pays sismiques,

Ce phénomène (séisme) se produit par le mouvement des plaques tectoniques qui ne peut pas être contrôlé, cette activité sismique risque d'être dévastatrice à n'importe quel moment.

Pour cela, les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures qui répondent au besoin de la société, dotées d'une bonne rigidité ainsi qu'une bonne résistance vis-à-vis de l'action sismique, tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la durabilité de l'ouvrage.

Ce mémoire de fin d'étude présente une bonne occasion pour bien pratiquer, assimiler les connaissances acquises durant le cycle de formation.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (**R+9+S/SOL**) à usage d'habitation, commercial, implanté à Sétif, classé d'après l'RPA zone de moyenne sismicité.

Notre travail sera décomposé en cinq chapitres :

Le premier chapitre, consacré aux généralités.

Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments secondaires.

Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique

Le cinquième chapitre, sera consacré pour l'infrastructure.

En fin, on termine avec une conclusion générale.



# **I. Chapitre 1**

## **Généralités**

### I.1. Présentation du projet :

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé (R+9+S/sol) avec duplexe et terrasse inaccessible, il fait partie d'une promotion immobilière de 24 logements, le sous-sol destiné à être comme parking sous terrains.

Le **RDC** à usage commercial

Les autres niveaux (**1<sup>er</sup> au 9<sup>eme</sup>**) : usage d'habitation

Du **1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup>** : 3 logements

Du **8<sup>eme</sup> au 9<sup>eme</sup>** : 3 logements avec duplexe.

Ce bâtiment est implanté à lieu-dit 10 rue Mokrani Daïra Sétif, wilaya de Sétif. D'après le règlement parasismique Algérien RPA 99V2003 est classé en zone de moyenne sismicité (Zone II<sub>a</sub>).

#### ➤ Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II-1 Caractéristiques géométriques

Dimensions	(m)
Dimension en plan	23,03 × 23,03
Hauteur totale (sans l'acrotère)	30,09
Hauteur du sous-sol	3,57
Hauteur du RDC	3,4
Hauteur des étages courants	2,89

### I.2. Données géotechniques du site :

D'après la classification des **RPA99** version **2003** :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne, **groupe d'usage 2** avec une hauteur totale qui ne dépasse pas **48m**.

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (**zone II<sub>a</sub>**).

- La contrainte admissible du sol 1.4 bars obtenus à partir d'un essai de SPT «essais au standard pénétration test».

- recommandation d'un ancrage à partir de **1.50m** après décapage d'au moins **50cm**.

- d'après les résultats finale, il convient d'effectuer un bon drainage des eaux pluviales et de prévoir une surélévation de la construction par rapport à la cote du terrain naturel.

### I.3. Caractéristiques structurales :

Le bâtiment présente une hauteur totale qui dépasse 14 m (**30,09m**), ce qui nécessite selon RPA 99 version 2003 l'introduction d'un système de contreventement autre que les portiques auto-stables. Le système qu'on suppose préalablement est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

### I.4. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

BAEL 99 (Béton armés aux états limites)

DTR-BC 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations)

RPA (règles parasismiques algérienne RPA99/version 2003)

DTR-BC 2.331 (règles de calcul des fondations superficielles)

DTR-BC 2.41 (règles des conceptions et de calcul des structures en béton armé)

### I.5. Caractéristiques des matériaux :

#### II.5.1 Béton :

Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

#### ➤ Résistances caractéristiques à la compression CBA 93 (Art A.2.1.1.1)

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$   $\Rightarrow \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$

➤ **Résistance caractéristique a la traction BAEI 99 (Art A.2.1.12)**

$$\Rightarrow f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

➤ **Contrainte de compression du béton a l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEI 99 (Art A.4.3.41)}$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa} & \text{pour les situations durables} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{pour la situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de compression  $\overline{\sigma}_{bc}$  à l'ELS :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art.A.4.5.2)}$$

**Tableau II-2** Module de déformation du béton :

<b>Module de deformation longitudinal instantané</b> $E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$ <b>BAEI 99 (Art A.2.1.21)</b>	<b>Module de deformation longitudinal différé</b> $E_{vi} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$ <b>BAEI 99 (Art A.2.1.22)</b>
--	--

➤ **Coefficient de poisson :**

le coefficient de poisson prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0$  → Pour le calcul des sollicitations a l'ELU

$\nu = 0.2$  → Pour le calcul de déformation a l'ELS

➤ **Module de déformation transversale du béton G :**

Il est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(\nu+1)}$

**II.5.2 Acier :**

Dans notre projet on a utilisé des armatures de haute adhérence FeE400 dont la limite D'élasticité vaut 400MPa.

**I.5.2.1. Contraintes limites :**

➤ **ELU :** la contrainte limite de traction et de compression notée  $\sigma_{10}$  et donnée par la formule suivante :

**BAEI (A.2.2,2)**

$$\overline{\sigma}_s = \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \begin{cases} \text{S}_{durable} \rightarrow \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \text{S}_{acciden} \rightarrow \gamma_s = 1.5 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = \text{Coef de sécurité de} \\ \text{l'acier} \\ \text{dependant de la nature des} \\ \text{actions} \end{array} \right\}$

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \overline{\sigma}_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \dots\dots\dots \text{allongement relatif} \\ E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Module d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{array} \right.$

➤ **ELS :** la contrainte limite varie selon le type de fissuration : **BAEI**  
**(A.4.5,31)**

- **Fissuration peu nuisible :** c'elle de l'Elu.

- **Fissuration nuisible :** La contrainte de traction des armatures est limitée par  $\sigma_s = [\min(\frac{2}{3} f_e, 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2})] \rightarrow \sigma_s \leq 201.6 \text{ MPa}$  **CBA93 (A.4.5.3.3)**

- **Fissuration très nuisible :**

$$\sigma_s = [\min(0.5 f_e, 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2})] \rightarrow \sigma_s \leq 164.97 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4)}$$

$\eta$ :coef se fissuration..... $\eta=1,6$ : pour les aciers de haute adhérence.

➤ **Combinaisons d'actions :**

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

$$\text{Situation durable} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situation accidentelle} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \text{ (Pour les poteaux dans les ossatures auto - stables)} \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

❖ **Conclusion :**

Le tableau ci-dessous représente l'ensemble des matériaux utilisés ainsi que leurs caractéristiques :

**Tableau II-3** matériaux utilisés ainsi que leurs caractéristiques

<b>Acier</b>	<b>Béton</b>
FeE400	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
$E_s = 2 \times 10^5$	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ (situation durable)	$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ (situation accidentelle)	$E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$
$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ (FN)	$E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$
$\bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa}$ (FTN)	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
$\eta = 1.6$	$f_{bu}^{s.courante} = 14.2 \text{ MPa} / f_{bu}^{s.accidentelle} = 18.48 \text{ MPa}$

# **II. Chapitre 2**

## **Pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires**

**Introduction :**

Le pré dimensionnement c'est donner des dimensions aux différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant les conditions de la flèche et de résistance. Les résultats obtenus ne sont pas définitif, ils peuvent être augmentés après vérification.

**II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires :**

Les éléments non structuraux : sont des éléments qui ne participe pas au contreventement de la structure (plancher, poutrelles, balcons, escalier).

**II.1.1. Plancher :**

Des éléments horizontaux, qui sert à séparer les étages dans un bâtiment et à reprendre les charges d'exploitation, et permanente (cloisons, revêtements...) dans le but de les transmettre aux éléments porteurs (poteaux, voiles, murs ...)

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

**II.1.1.1. Plancher à corps creux :**

Type très facile à réaliser présente de gros avantage tel que l'économie, et une bonne isolation. Il est constitué de : corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par la satisfaction de la condition

De la flèche donnée par le **CBA93**

$$h_t \geq \frac{l}{22.5} \quad (\text{Article 6.8.4.2.4}).$$

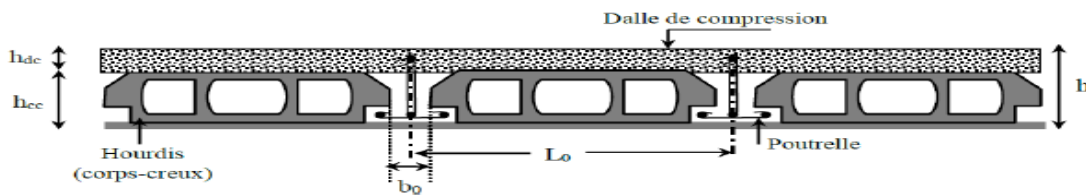
$L_{max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur total du plancher.

D'après la disposition des poutrelles choisie :  $L_{max} = 432\text{cm} \Rightarrow h_t \geq 20\text{ cm}$ .

**Tableau II-1 Caractéristique du plancher choisie**

$L_{max}$ (cm)	$h_{\text{corps creux}}$ (cm)	$h_{\text{dalle de compression}}$ (cm)	$h_{\text{total}}$ (cm)	Plancher opté (cm)
420	16	4	20	16+4



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

**• Les poutrelles :**

Les poutrelles se définissent comme étant des éléments en béton armés, leur rôle est d'assurer la transmission des charges aux poutres, se calculent en section en T.

Le choix du sens de disposition se fait par deux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis)

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :

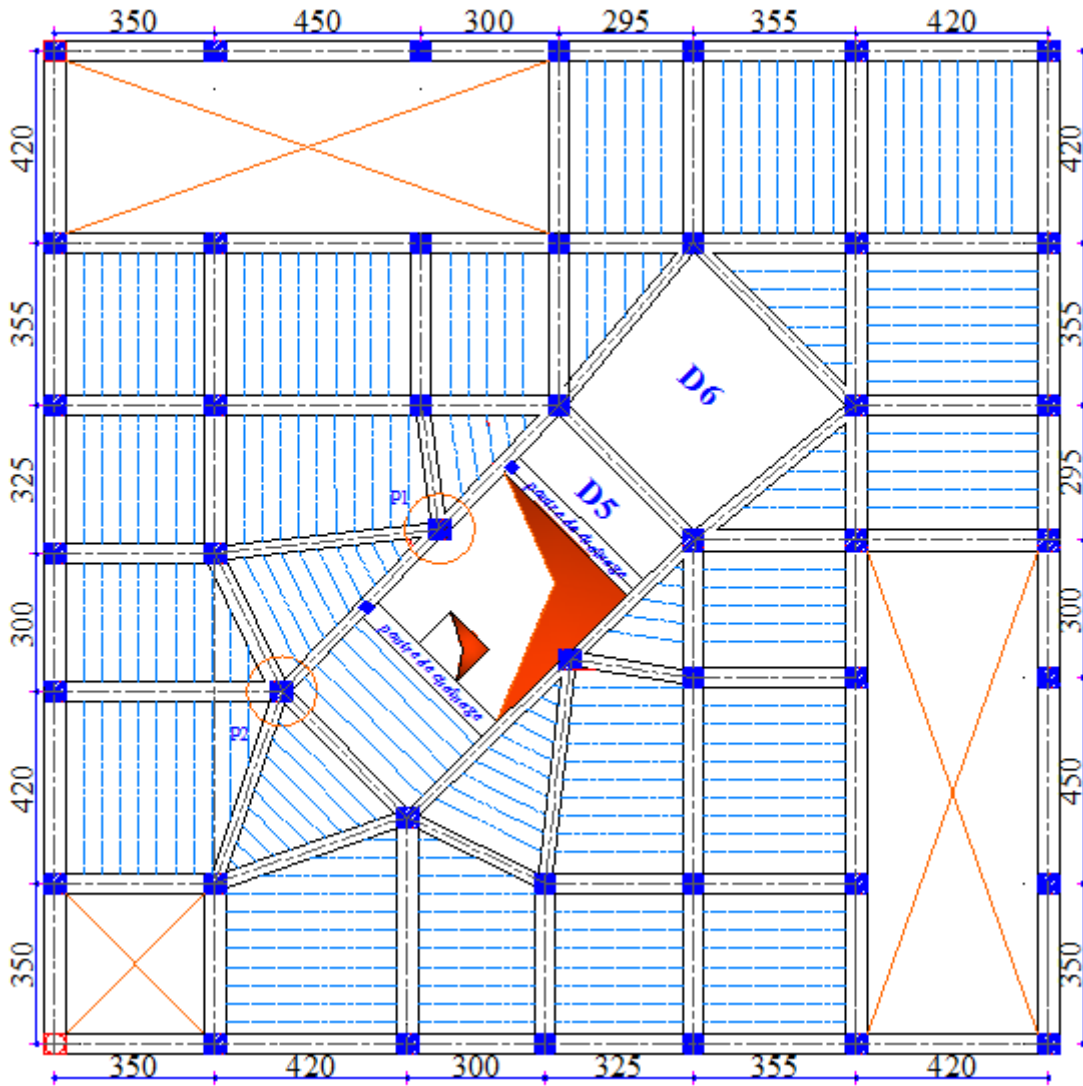


Figure II-2 Schéma de disposition des poutrelles (RDC)

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

Avec : -h =20cm

-h<sub>0</sub> =4cm

-b<sub>0</sub> = (0.4 à 0.8) h → soit b<sub>0</sub> = 12cm

- ⎧ L<sub>x</sub> : distance entre nus de poutrelles.....L<sub>x</sub>=65-10=55cm
- ⎧ L<sub>y</sub> : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles
- b ≤ 60cm .....

**II.1.1.2. Plancher à dalle pleine :**

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en Béton armé et de portées l<sub>x</sub> et l<sub>y</sub>. On désigne par l<sub>x</sub> la plus petite portée. Le Dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des Critères suivants :

- Critère de résistance :

e ≥  $\frac{l_x}{20}$  .....Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ ...Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis avec ρ < 0,4

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ ... Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis avec ρ > 0,4

- Critère de coupe-feu :

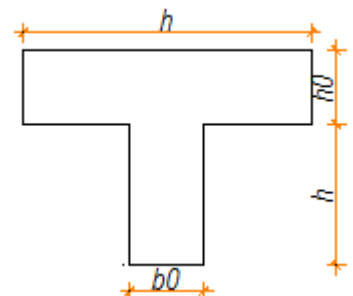


Figure II-3 Coupe d'une poutrelle

$e > 7\text{cm}$  → Pour une heure de coupe-feu.

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

(CBA93)

○ Critère d'isolation Phonique:

$e > 14\text{ cm}$

(CBA93)

Ce critère sera pris en compte, pour les panneaux de dalles qui constituent un espace intérieur sortant.

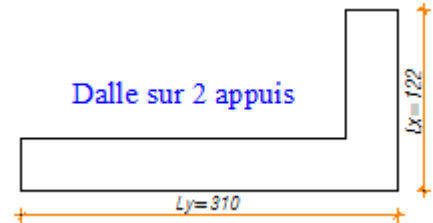
**Remarque :**

Notre projet possède plusieurs types de dalles pleines (2 appuis perpendiculaires, 3 appuis, on expose pour chaque type le cas le plus défavorable.)

**1 -Dalle pleine sur deux appuis : panneau D1 ( balcon) :**

**Tableau II-2** Caractéristique de panneau D1

	Lx	Ly	$\rho$	e (cm)
D1	1.22	3.10	0.39	$3,48 \leq e \leq 4,06$

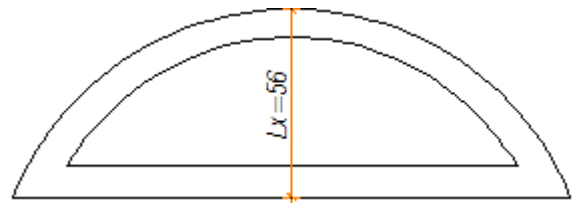


**Figure II-4** Dalle sur deux appuis

**2 -Dalle pleine sur un seul appui : panneau D2 (balcon) :**

**Tableau II-3** Caractéristique de panneau D2

	Lx	e(cm)
D2	0.56	2.8

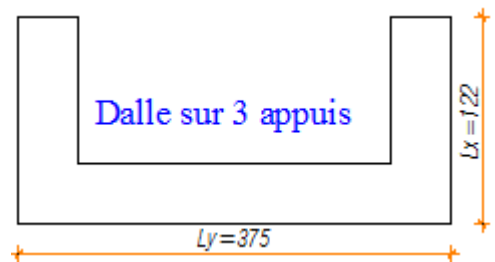


**Figure II-5** Dalle sur un appui

**3-dalle pleine sur 3 appuis : panneau D3 (balcon) :**

**Tableau II-4** Caractéristique de panneau D3

	Lx	Ly	$\rho$	e (cm)
D3	1.22	3.75	0.32	$2.71 \leq e \leq 3.05$



**Figure II-6** Dalle sur 3 appuis

**4-dalle pleine sur 3 appuis : panneau D4 (balcon) :**

**Tableau II-5** Caractéristique de panneau D4



	Lx	Ly	$\rho$	e (cm)
<b>D4</b>	1.85	2.55	0.72	$4.11 \leq e \leq 4.63$

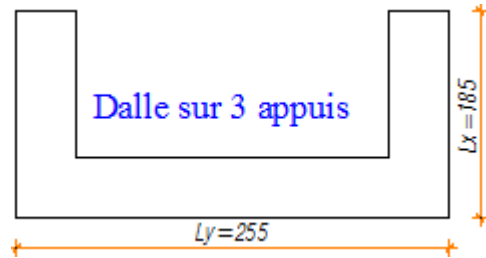


Figure II-7 Dalle sur 3appuis

**5-dalle pleine sur 3 appuis : panneau D5 (terrasse accessible) :**

Tableau II-6 Caractéristique de panneau D5

	Lx	Ly	$\rho$	e (cm)
<b>D5</b>	1.76	3.72	0.47	$3.91 \leq e \leq 4.4$

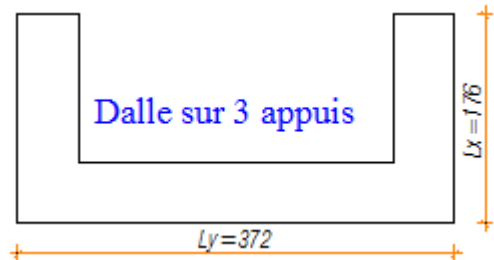


Figure II-8 Dalle sur 3appuis

**6-dalle pleine sur 4 appuis : panneau D6 (terrasse accessible) :**

Tableau II-7 caractéristique de panneau D6

	Lx	Ly	$\rho$	e (cm)
<b>D6</b>	4,17	4,57	0.91	$10,48 \leq e \leq 11,8$

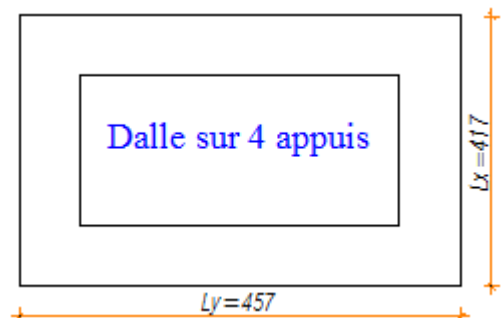


Figure II-9 Dalle sur 4appuis

**7-dalle pleine sur 4 appuis : panneau D7 (terrasse inaccessible) :**

Tableau II-8 caractéristique de panneau D7

	Lx	Ly	$\rho$	e (cm)
<b>D6</b>	3,29	3,74	0,87	$7,31 \leq e \leq 8,22$

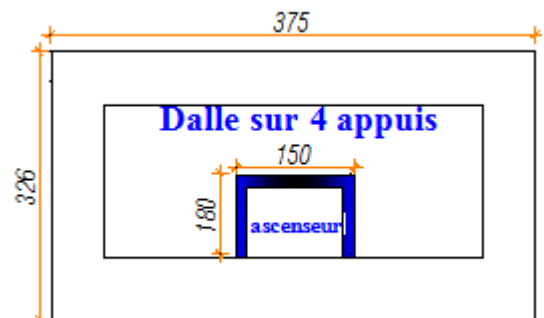


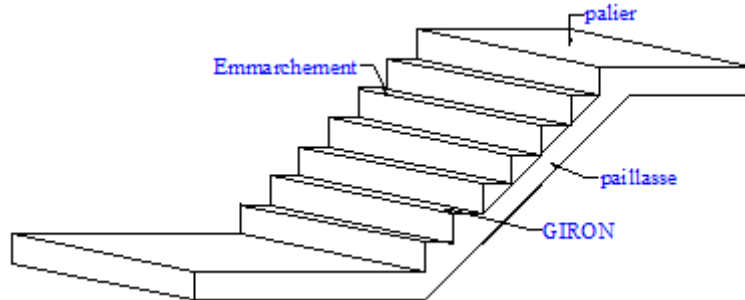
Figure II-10 Dalle sur 4appuis

❖ **Conclusion :**

Compte tenu du critère de coupe-feu et de l'isolation phonique, qui sont en général les plus Déterminants, on opte pour :  $e = 12 \text{ cm}$  Pour les balcons  
 $e = 14 \text{ cm}$  Pour les dalles des pièces intérieures  
 $e = 16 \text{ cm}$  pour les panneaux D5, D6

**II.1.2. Escaliers :**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé au en bois. du s/sol jusqu'au au 8eme etage realise en BA. et en bois au niveau du duplex.



**Figure II-11** Schéma d'un escalier

**II.1.2.1. Pré dimensionnement des escaliers :**

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de **BLONDEL** qui les lie est :  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

**Escalier type 01 (S/Sol) :**

Soit  $(n-1)$  et  $n$  : le nombre de marches et de contremarches respectivement.

- $H$  : la hauteur de la volée.
- $L$  : la longueur entre nus de deux appuis totale réelle.
- $L_0$  : la longueur projetée de la volée.
- $L_p$  : la longueur du palier

$$\begin{cases} H=0.68 \text{ m} \\ \alpha=37.07^\circ \\ L_0=0.90 \text{ m} \end{cases}$$

En résolvant l'équation :  $64 n^2 - (64 + 2H + L) \times n + 2H = 0$

Après résolution de l'équation on obtient  $n=4$  c-a-dire :  $\begin{cases} 4 \text{ contres marches.} \\ 3 \text{ marches} \end{cases}$

**Calcul du giron( $g$ ) et la hauteur d'une contre marche ( $h$ ) :**

$$G = \frac{l_0}{n-1} \rightarrow \frac{90}{3} = 30 \text{ cm et } h = \frac{H}{n} \rightarrow \frac{68}{4} = 17$$

**Épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donné par la condition :  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  :

$$L_v = \sqrt{H^2 + L_0^2} = \sqrt{0.68^2 + 0.90^2} \rightarrow L_v = 1.13 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 3.76 \leq e \leq 5.56$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu  $\rightarrow$  On prend :  $e = 14 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} L : \text{longueur totale entre nus} \\ \text{d'appuis, } L = l_v \\ L_v : \text{longueur de la volée} \end{cases}$$

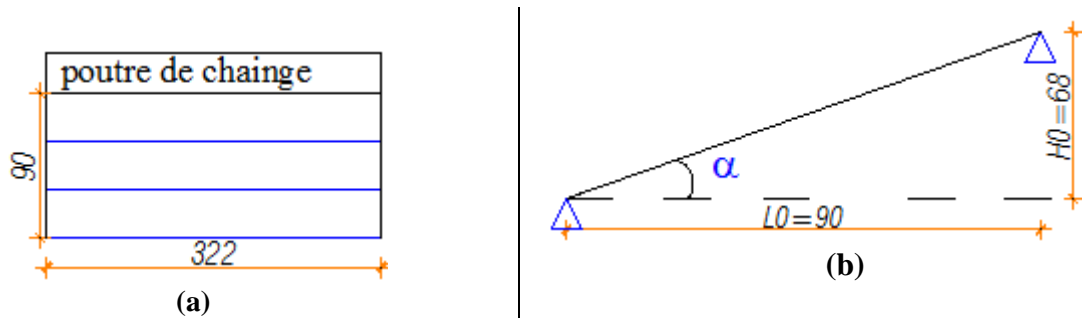


Figure II-12 (a) schéma de l'escalier 01, (b) schéma statique de l'escalier 01

1. Escalier type 02 (RDC) :

Tableau II-9 dimensions de l'escalier 02(RDC)

Hétage	Volée	H <sub>0</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	Inclinaison α (°)	Nbre de contremarche	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
2,89	1	2,89	4,53	32,53	17	17	28	18

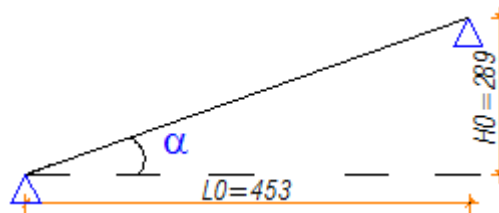


Figure II-13 Schéma statique de l'escalier 02

2. Escalier type 03(RDC) :

Tableau II-10 dimensions de l'escalier 03(RDC)

Hétage	Volée	H <sub>0</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	Inclinaison α (°)	Nbre de contremarche	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
3,40	1et3	1,19	1,73	35	7	17	30	14
3,40	2	1,19	1,44	39,56	7	17	30	14

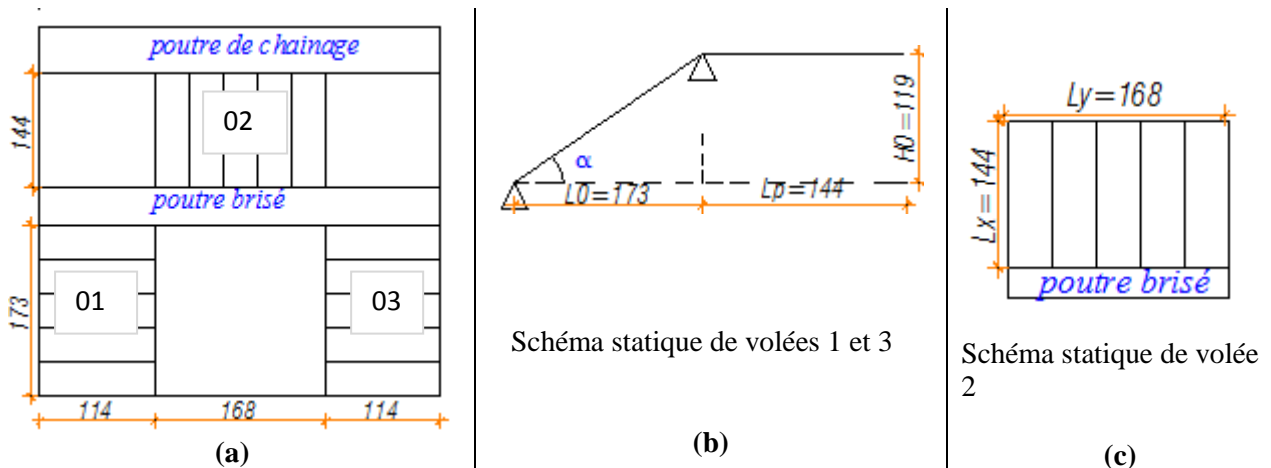


Figure II-14(a) schéma statique de l'escalier, (b) schéma statique de volées 1 et 2, (c) schéma statique de volée 2.

3. Escalier type 04(1er étage) :

Tableau II-11 dimensions de l'escalier 04(RDC)

Hétage	Volée	H <sub>0</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	Inclinaison α (°)	Nbre de contremarche	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
2,89	1et3	0,96	1,48	32,96	6	16	28	14
2,89	2	0,96	1,43	33,87	6	16	28	14

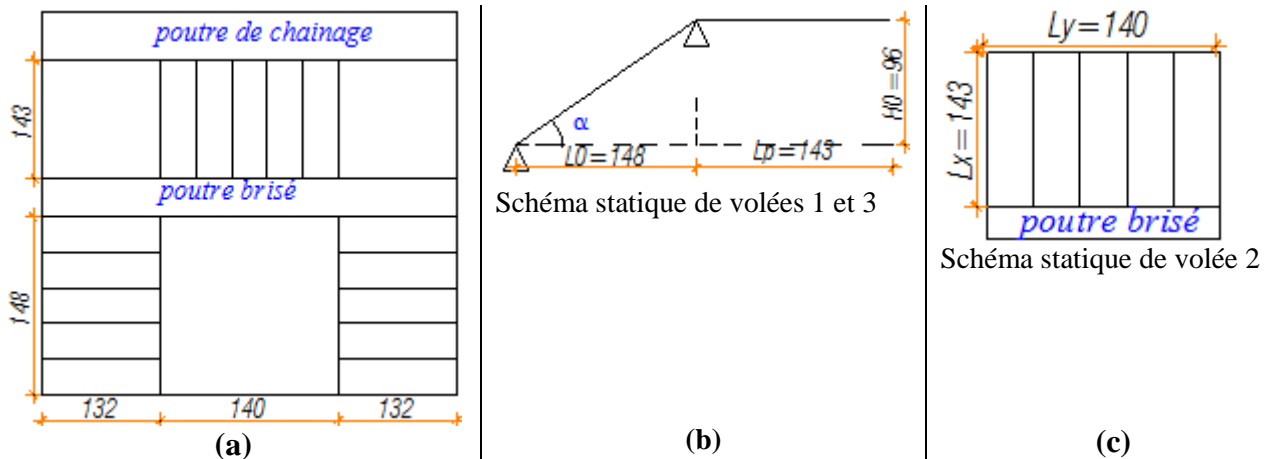


Figure II-15 (a) schéma de l'escalier 04, (b) schéma statique de volées 1 et 3, (c) schéma statique de volée 2.

➤ Remarque : on utilise des escaliers en bois dans le duplex.

**II.1.3. Acrotère :**

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie Du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton Armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations Des eaux pluviales, Il sert aussi a l'accrochage des Matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

Tableau II-12 dimensions de l'escalier principal.

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surfaces (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/m)	Enduit de ciment (KN/m)	G <sub>tot</sub> (KN/m)	Q (KN/m)
0.8	0.1	0.0885	2.213	0.27	2.483	1

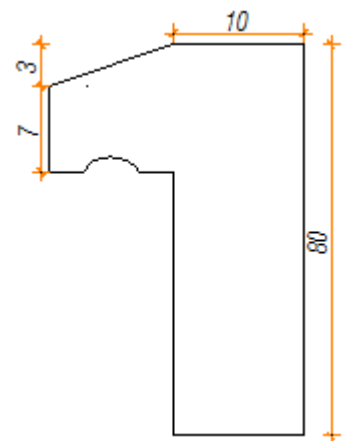


Figure II-16 Schéma de l'acrotère

**II.1.4 Pré dimensionnement des éléments principaux :**

Les éléments principaux : sont des éléments porteurs qui assure le Contreventement de la structure (poteaux, poutres, voiles).

**II.1.4.1 Poutres :**

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche CBA93 suivante :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec : L<sub>max</sub> : Portée maximale entre nus d'appuis.

1) Les poutres principales:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, on suppose des poteaux de (45\*45) cm<sup>2</sup>.

$$L_{max} = 450 - 45 = 405 \text{ cm} = 4.05 \text{ m}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \leq h \leq 40.5 \dots \text{soit } \mathbf{b} = 30 \text{ cm et } \mathbf{h} = 35 \text{ cm}$$

2) Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on suppose des poteaux de (45×45) cm<sup>2</sup>.

$$L_{max} = 420 - 45 = 375 \text{ cm} = 3.75 \text{ m}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \rightarrow 25 \leq h \leq 37.5 \dots \text{soit } \mathbf{b} = 30 \text{ cm et } \mathbf{h} = 35 \text{ cm}$$

**• Vérification des exigences du RPA99v2003**

Selon les recommandations du RPA99v2003, On doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{b} \geq 20 \text{ cm} & \rightarrow \mathbf{b} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \mathbf{h} \geq 30 \text{ cm} & \rightarrow \mathbf{h} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq 4 & \rightarrow \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} = 1.16 \leq 4 \end{cases}$$

**II.1.4.2 Les voiles :**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton Armé, son épaisseur est donnée par les conditions du RPA suivantes :

$$e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, 15\text{cm} \right.$$

$$L \geq 4e$$

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} e: \text{L'épaisseur du voile} \\ h_e: \text{La hauteur libre d'étage} \\ L: \text{La largeur du voile} \end{array} \right\}$$

$$e \geq \max \frac{289-30}{20}, 15\text{cm} \rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots \text{pour le sous sol et autre étage}$$

$$e \geq \max \frac{340-30}{20}, 15\text{cm} \rightarrow e \geq 15,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour RDC}$$

Il sera pris une épaisseur constante pour tous les voiles  $e = 20$  cm pour l'ensemble des voiles.

**1. Evaluation des charges :**

**a. Charges permanentes :**

**Tableau II-13** Evaluation des charges pour étage courant

Eléments		Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage		0,02	20	0,4
Mortier de pose		0,02	20	0,4
Lit de sable		0,02	18	3,6
Cloison de séparation		0,1	9	0,9
Plancher	Corps creux	/	/	2,85
	Dalle pleine	0,12	25	3
	Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de plâtre		0,02	10	0,2
<b>G<sub>total</sub> corps creux</b>				<b>5,11</b>
<b>G<sub>total</sub> dalle pleine e=12cm</b>				<b>5,26</b>
<b>G<sub>total</sub> dalle pleine e=14cm</b>				<b>5,76</b>

**Tableau II-14** Evaluation des charges pour terrasse inaccessible

Eléments		Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection		0,05	20	1
Multicouche d'étanchéité		0,05	6	0,3
Forme de pente		0,1	22	2,2
Isolation thermique		0,04	4	0,16
Plancher	Corps creux	/	/	2,85
	Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de plâtre		0,02	10	0,2
<b>G<sub>total</sub> corps creux</b>				<b>6,71</b>
<b>G<sub>total</sub> dalle pleine e=14cm</b>				<b>7,36</b>

**Tableau II-15** Evaluation des charges pour terrasse accessible

Eléments		Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement		0,02	20	0,4
Mortier de pose		0,02	20	0,4
Lit de sable		0,02	18	0,36
Multicouche d'étanchéité		0,05	6	0,3
Isolation thermique		0,04	4	0,16
Forme de pente		0,1	22	2,2
Plancher	Corps creux	/	/	2,85
	Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de plâtre		0,02	10	0,2
<b>G<sub>total</sub> corps creux</b>				<b>6,87</b>
<b>G<sub>total</sub> dalle pleine</b>				<b>7,52</b>

**Tableau II-16** Evaluation des charges pour murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment extérieur	0,015	20	0,3
Brique creuse extérieure	0,15	9	1,35
Lame d'air	0,05	0	0
Brique creuse intérieure	0,1	9	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
<b>G<sub>total</sub></b>			<b>2,75</b>

**Tableau II-17** Evaluation des charges pour murs extérieurs (une seule paroi en briques creuses)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment extérieur	0,015	20	0,3
Brique creuse extérieure	0,10	9	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
<b>G<sub>total</sub></b>			<b>1,4</b>

**Tableau II-18** Evaluation des charges pour la volée

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	2/(cos )	18	0,44
Paillasse	e/(cos )	25	4,24
Marche	h/2	22	1,76
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose vertical	2×h/g	20	0,26

<b>Revêtement horizontal</b>	0,02	20	0,4
<b>Revêtement vertical</b>	0,0128	20	0,26
		<b>G<sub>total</sub></b>	<b>7,76</b>

**Tableau II-19** Evaluation des charges pour le palier

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	0,14	25	3,5
<b>Carrelage</b>	0,02	20	0,4
<b>Mortier de pose</b>	0,02	20	0,4
<b>Lit de sable</b>	0,02	18	0,36
<b>Enduit de ciment</b>	0,02	18	0,36
		<b>G<sub>total</sub></b>	<b>5,02</b>

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible :  $Q=1 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher d'étage courant :  $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

**b. Charges d'exploitation :**

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher RDC :  $Q=5 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher terrasse accessible :  $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons :  $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation des escaliers est :  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

**II.1.4.3 Pré dimensionnement des poteaux:**

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Sous-sol et RDC	Poteaux (45×50) cm <sup>2</sup>
1er et 2ème étage	Poteaux (45×45) cm <sup>2</sup>
3ème et 4ème étage	Poteaux (40×45) cm <sup>2</sup>
5ème et 6ème étage	Poteaux (40×40) cm <sup>2</sup>
7ème et 8ème étage	Poteaux (35×40) cm <sup>2</sup>
9ème étage	Poteaux (35×35) cm <sup>2</sup>

➤ **Poids des poteaux supposés :**

$$G = b \times h \times H_e \times \gamma_c \text{ (KN)} ; \quad \text{Avec } \begin{cases} \gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3 \\ H_e : \text{ hauteur du poteau} \end{cases}$$

**Tableau II-20** Poids des poteaux supposés

Poteau (cm <sup>2</sup> )	35×35	35×40	40×40	40×45	45×45	45×50	
						RDC	Sous sol
<b>Poids G(KN)</b>	8,85	10,115	11,56	13,005	14,63	19,125	20,08

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

- Terrasse inaccessible :  $Q_0$
- 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  $n \geq 5$  :  $Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

**a) Pré dimensionnement du Poteau (P1) :**

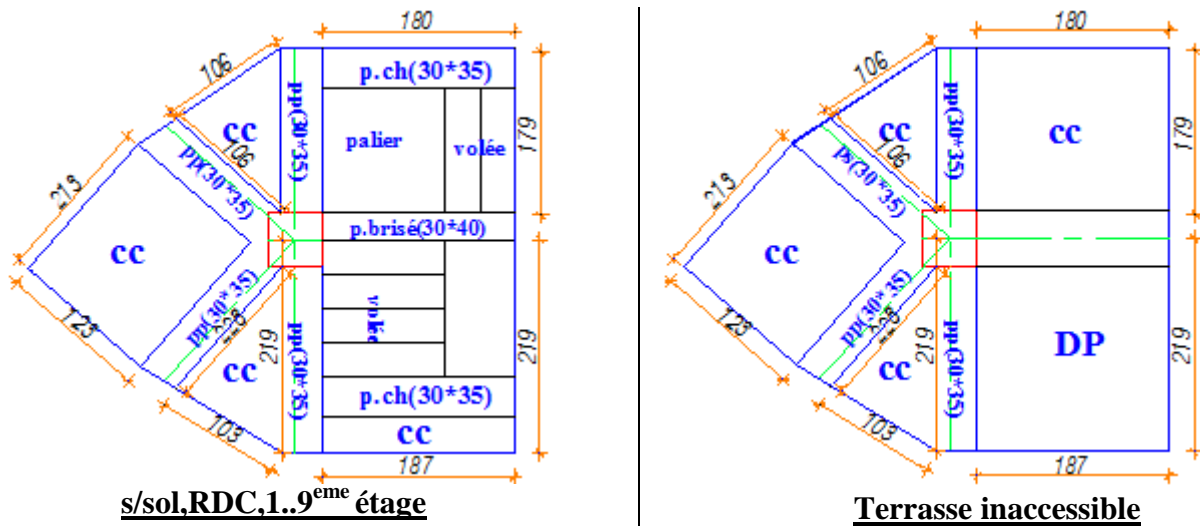


Figure II-17 Surface afférente du poteau P1

➤ Surface afférente du poteau P1 :

• Terrasse inaccessible :

$S_{Gcc} = 2,6 + 0,68 + 2,9 + 1,4 = 7,58m^2 \rightarrow G_{cc} = 6,71 KN/m^2 \rightarrow G = 50,86 KN$

$S_{Gdp} = 4,09m^2 \rightarrow G_{dp} = 7,36 KN/m^2 \rightarrow G = 30,10KN$

$S_Q = 11,67 + 0,3 \times (1,22 + 1,65 + 1,87 + 2,19 + 2,13) = 14,388m^2 \rightarrow Q_0 = 14,388KN$

$G_{poutres} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,22 + 1,65 + 1,87 + 2,19 + 2,13) = 23,78KN$

• Etages courants :

$S_{Gcc} = 2,6 + 0,68 + 1,4 + 0,842 = 5,52m^2 \rightarrow G_{cc} = 5,11 KN/m^2 \rightarrow G = 28,21 KN$

$S_{palier} = 1,76m^2 \rightarrow G_{palier} = 5,02 KN/m^2 \rightarrow G = 8,84KN$

$S_{volée} = (5 \times 0,28) \times 1,13 + (2,5 \times 0,28) \times 1,4 = 2,56m^2 \rightarrow G_{volée} = 7,76 KN/m^2$

$G = 19,87 KN$

$G_{poutres} = 23,78 + (25 \times 0,3 \times 0,35 \times 1,82) = 33,47KN$

$G_{pb} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (1,19 + 0,85) = 6,12KN$

$Q = 21,53KN$

• RDC :

$S_{palier} = 1,7m^2 \rightarrow G_{palier} = 5,02 KN/m^2 \rightarrow G = 8,53KN$

$S_{volée} = (6 \times 0,28) \times 1,13 + (3 \times 0,28) \times 1,4 = 3,07m^2 \rightarrow G_{volée} = 7,76 KN/m^2$

$G = 23,82 KN$

$G_{pb} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (1,17 + 1,04) = 6,63KN$

Tableau II-21 Descente de charges du poteau P1

Niveau	Eléments	Poids propre G(KN)	Surcharge Q(KN)
Niveau 9	Plancher cc	50,86	14,388
	Plancher dp	30,10	
	Poutres (pp+ps)	23,78	
	Poteau	8,85	
/	Σ	<b>113,59</b>	<b>14,388</b>
Niveau 8	Venant de N9	113,59	<b>14,388+21,53</b>
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	
	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	10,115	
	Poutre brisé	6,12	
/	Σ	<b>220,215</b>	<b>35,918</b>

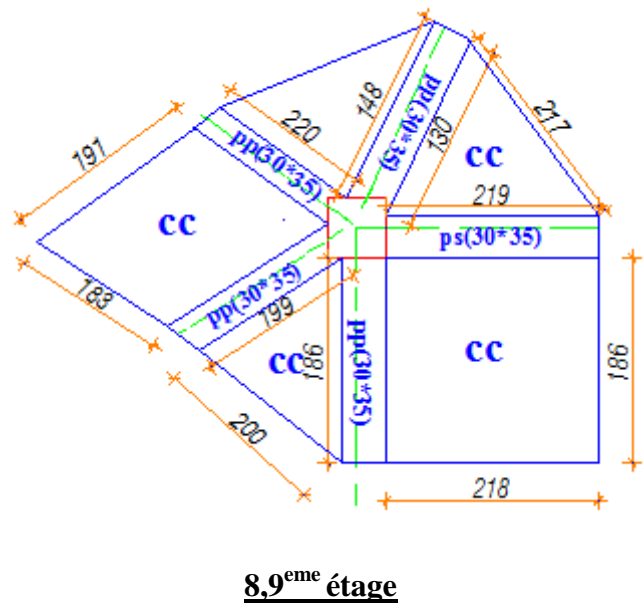
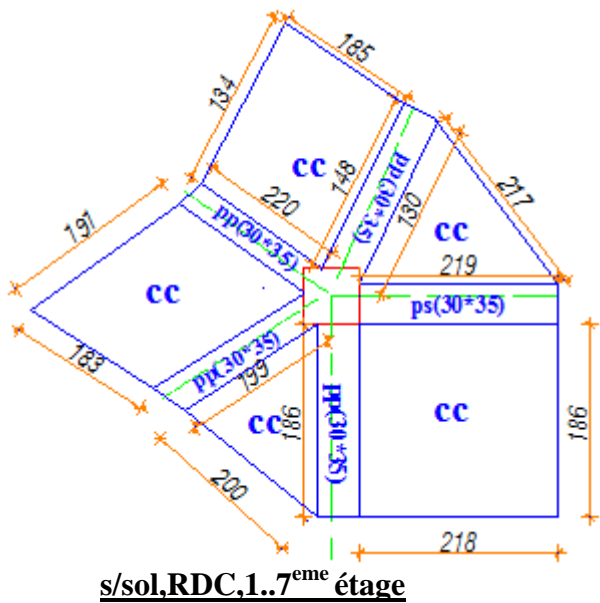


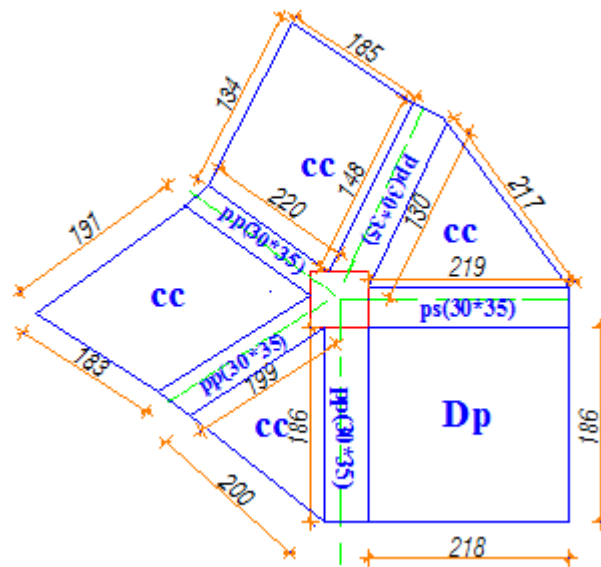
<b>Niveau 7</b>	Venant de N8	220,215	14,388+0,95× (2× <b>21,53</b> )
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	
	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	10,115	
	Poutre brisé	6,12	
	/	$\Sigma$	
<b>Niveau 6</b>	Venant de N7	326,84	14,388+0,90× (3× <b>21,53</b> )
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	
	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	11,56	
	Poutre brisé	6,12	
	/	$\Sigma$	
<b>Niveau 5</b>	Venant de N6	434,91	14,388+0,85× (4× <b>21,53</b> )
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	
	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	11,56	
	Poutre brisé	6,12	
	/	$\Sigma$	
<b>Niveau 4</b>	Venant de N5	542,98	14,388+0,80× (5× <b>21,53</b> )
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	
	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	13,005	
	Poutre brisé	6,12	
	/	$\Sigma$	
<b>Niveau 3</b>	Venant de N4	652,495	14,388+0,75× (6× <b>21,53</b> )
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	
	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	13,005	
	Poutre bris	6,12	
	/	$\Sigma$	
<b>Niveau 2</b>	Venant de N3	762,01	14,388+0,714× (7× <b>21,53</b> )
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	
	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	14,63	
	Poutre brisé	6,12	
	/	$\Sigma$	
	Venant de N2	873,15	14,388+0,688× (8× <b>21,53</b> )
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	

<b>Niveau 1</b>	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	14,63	
	Poutre brisé	6,12	
/	$\Sigma$	<b>984,29</b>	<b>132,889</b>
<b>RDC</b>	Venant de N1	984,29	
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,84	
	Volée	19,87	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	19,125	
	Poutre brisé	6,12	
/	$\Sigma$	<b>1099,925</b>	<b>143,438</b>
<b>Sous sol</b>	Venant de RDC	1099,925	
	Plancher cc	28,21	
	Palier	8,58	
	Volée	23,82	
	Poutres (pp+ps+pch)	33,47	
	Poteau	20,08	
	Poutre brisé	6,63	
/	$\Sigma$	<b>1220,715</b>	<b>184,288</b>

$$Nu = 1,35 G + 1,5Q = 1924,397 \text{ KN}$$

- Pré dimensionnement du Poteau (P2) :





### Terrasse inaccessible

Figure II-18 Surface afférente du poteau P2

#### ➤ Surface afférente du poteau P2 :

##### • Terrasse inaccessible :

$$S_{G_{cc}} = 1,44 + 1,35 + 1,63 + 3,75 = 8,17\text{m}^2 \rightarrow G_{CC} = 6,71 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 54,82 \text{ KN}$$

$$S_{G_{dp}} = 4,05\text{m}^2 \rightarrow G_{dp} = 7,36 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 29,80 \text{ KN}$$

$$S_Q = 12,21 + 0,3 \times (1,48 + 2,19 + 1,85 + 1,99 + 2,2) = 15,12\text{m}^2 \rightarrow Q_0 = 15,12 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,48 + 2,19 + 1,86 + 1,99 + 2,2) = 25,52 \text{ KN}$$

##### • Etages courants :

###### ✓ 9ème étage

$$S_{G_{cc}} = 0,46 + 1,63 + 2,22 + 4,05 = 8,36\text{m}^2 \rightarrow G_{CC} = 5,11 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 42,72 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,48 + 2,19 + 1,86 + 1,99 + 2,2) = 25,52 \text{ KN}$$

$$G_{murs} = (1,86 + 0,8) \times 2,89 \times 2,75 = 21,14 \text{ KN}$$

$$Q = [8,36 + 0,3 \times (1,86 + 1,99 + 1,04)] \times 1,5 = 14,74 \text{ KN}$$

###### ✓ 8ème étage

$$S_{G_{cc}} = 1,44 + 1,35 + 1,63 + 3,75 + 4,05 = 12,22\text{m}^2 \rightarrow G_{CC} = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 62,44 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,48 + 2,19 + 1,86 + 1,99 + 2,2) = 25,52 \text{ KN}$$

$$G_{murs} = 1,14 \times 2,89 \times 2,75 = 9,06 \text{ KN}$$

$$Q = [12,22 + 0,3 \times (2,2 + 1,99 + 1,48)] \times 1,5 = 20,88 \text{ KN}$$

###### ✓ 7ème.....1er étage

$$S_{G_{cc}} = 2,64 + 1,35 + 1,63 + 3,75 + 4,05 = 13,42\text{m}^2 \rightarrow G_{CC} = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 68,58 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,48 + 2,19 + 1,86 + 1,99 + 2,2) = 25,52 \text{ KN}$$

$$G_{murs} = 1,4 \times 2,89 \times 2,75 = 11,13 \text{ KN}$$

$$Q = [13,42 + 0,3 \times (2,19 + 2,2 + 1,99 + 1,48)] \times 1,5 = 23,67 \text{ KN}$$

##### • RDC

$$S_{G_{cc}} = 2,64 + 1,35 + 1,63 + 3,75 + 4,05 = 13,42\text{m}^2 \rightarrow G_{CC} = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 68,58 \text{ KN}$$

$$S_{volée} = 0,9 \times 2 = 1,8\text{m}^2 \rightarrow G_{volée} = 7,76 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = 13,97 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,48 + 2,19 + 1,86 + 1,99 + 2,2) = 25,52 \text{ KN}$$

$$Q = [15,22 + 0,3 \times (1,86 + 1,48)] \times 5 = 81,11 \text{ KN}$$

Tableau II-22 Descente de charges du poteau P2

Niveau	Eléments	Poids propre G(KN)	Surcharge Q(KN)
--------	----------	--------------------	-----------------

<b>Niveau 9</b>	Plancher cc	54,82	15,12
	Plancher dp	29,80	
	Poutres	25,52	
	Poteau	8,85	
/	$\Sigma$	<b>118,99</b>	<b>15,12</b>
<b>Niveau 8</b>	Venant de N9	118,99	15,12+14,74
	Plancher cc	42,72	
	Poteau	10,115	
	Murs	21,14	
	Poutres	25,52	
/	$\Sigma$	<b>218,485</b>	<b>29,86</b>
<b>Niveau 7</b>	Venant de N8	218,485	15,12+0,95× (14,74+20,88)
	Plancher cc	62,44	
	Poteau	10,115	
	Murs	9,06	
	Poutres	25,52	
/	$\Sigma$	<b>325,62</b>	<b>48,96</b>
<b>Niveau 6</b>	Venant de N7	325,62	15,12+ 0,90× (35,62+23,67)
	Plancher cc	68,58	
	Poteau	11,56	
	Murs	11,13	
	Poutres	25,52	
/	$\Sigma$	<b>442,41</b>	<b>68,48</b>
<b>Niveau 5</b>	Venant de N6	442,41	15,12+ 0,85× (35,62+2×23,67)
	Plancher cc	68,58	
	Poteau	11,56	
	Murs	11,13	
	Poutres	25,52	
/		<b>559,2</b>	<b>85,64</b>
<b>Niveau 4</b>	Venant de N5	559,2	15,12+ 0,80× (35,62+3×23,67)
	Plancher cc	68,58	
	Poteau	13,005	
	Poutres	25,52	
	/	$\Sigma$	
<b>Niveau 3</b>	Venant de N4	666,305	15,12+ 0,75× (35,62+4×23,67)
	Plancher cc	68,58	
	Poteau	13,005	
	Poutres	25,52	
	/	$\Sigma$	
<b>Niveau 2</b>	Venant de N3	773,41	15,12+ 0,714× (35,62+5×23,67)
	Plancher cc	68,58	
	Poteau	14,63	
	Poutres	25,52	
	/	$\Sigma$	
<b>Niveau 1</b>	Venant de N2	882,14	15,12+ 0,688× (35,62+6×23,67)
	Plancher cc	68,58	
	Poteau	14,63	
	Poutres	25,52	
	/	$\Sigma$	
	Venant de N1	990,87	15,12+ 0,666×
	Plancher cc	68,58	

<b>RDC</b>	Poteau	19,125	(35,62+7×23,67)
	Poutres	25,52	
/	∑	<b>1104,095</b>	<b>149,192</b>
<b>Sous sol</b>	Venant de N9	1104,095	149,192+81,11
	Plancher cc	68,58	
	Poteau	20,08	
	Poutres	25,52	
	Volée	13,97	
/	∑	<b>1232,245</b>	<b>230,302</b>

$$Nu = 1,35 G + 1,5Q = 2009,98 \text{ KN}$$

• **Remarque :**

D’après les deux tableaux on remarque que le poteau P2 est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier seulement.

II.1.4.3.1 Vérification du poteau :

Selon le **BAEL** on doit majorer l’effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir compte de la continuité des portiques.

$$Nu^* = Nu \times 1,1 = 2209,88 \text{ KN}$$

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions de RPA.

❖ **Critère de résistance :**

**Exemple de calcul :**

**1. Vérification du poteau à la base (poteau de sous sol) :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{28}}{1,5}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2209,88 \times 10^{-3}}{0,225} = 9,82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification à la compression pour chaque changement de Section des poteaux :

**Tableau II-23** Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Nu* (KN)	Section (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Observation
				$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	
<b>s-sol+RDC</b>	2209,98	2209,88	0,225	10,15	14,2	<b>vérifiée.</b>
<b>1<sup>er</sup> + 2<sup>ème</sup></b>	1543,678	1698,045	0,2025	8,38	14,2	<b>vérifiée.</b>
<b>3<sup>ème</sup> + 4<sup>ème</sup></b>	1213,371	1334,708	0,18	7,41	14,2	<b>vérifiée.</b>
<b>5<sup>ème</sup> + 6<sup>ème</sup></b>	883,38	971,718	0,16	6,07	14,2	<b>vérifiée.</b>
<b>7<sup>ème</sup> + 8<sup>ème</sup></b>	513,027	564,329	0,14	4,03	14,2	<b>vérifiée.</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	183,316	201,647	0,1225	1,64	14,2	<b>vérifiée.</b>

**2. Critère de stabilité de forme :**

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :  $N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$  : (section réduite du poteau)

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement ( $\lambda$ )

$A_s$ : Section d’armature comprimée.

$\gamma_s = 1,15$  : Coefficient de sécurité de l'acier.  
 $f_e = 400$  MPa

On a: 
$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

On calcule l'élanement :  $\lambda = l_f/i$

$I = \frac{b \times h^3}{12}$  : moment d'inertie

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

$l_f = 0,7L_0$ : Longueur de flambement.  
 $L_0$  : Longueur du poteau.  
 $i$  : Rayon de giration  
 $I$  : Moment d'inertie

▪ **Exemple de calcul :**

- **Vérification du poteau à la base (poteau du sous sol.) :**

On a :  $L_0 = 3,57 - 0,35 = 3,22$  m  $\Rightarrow l_f = 2,254$  m

$$i = \sqrt{\frac{0,50^2}{12}} = 0,144$$
 m

Ce qui donne :  $\lambda = \frac{2,254}{0,144} = 15,65 < 50$

donc 
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,817$$

**Selon le BAEL :**

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$  On prend  $A_s = 1\% B_r$

On doit vérifier que :  $B_r \geq B_{calculée}$ .

$$B_{cal} \geq \frac{2209,98 \times 10^{-3}}{0,817 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,123 \text{ m}^2$$

Or dans notre cas,  $B_r = (0,45 - 0,02) \times (0,50 - 0,02) = 0,206 \text{ m}^2$

$B_r = 0,206 \text{ m}^2 > 0,127 \text{ m}^2$  ..... **Condition vérifiée**

Le tableau ci-dessous résume la vérification de flambement pour chaque changement de Hauteur des poteaux :

**Tableau II-24** Vérification au flambement des poteaux

/	Nu* (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	(Br $\geq$ Br <sup>calc</sup> )		Observation
					Br	Br <sup>calc</sup>	
s-sol	2209,98	0,144	15,65	0,817	0,206	0,123	Vérifiée
RDC	1885,747	0,144	14,82	0,820	0,206	0,104	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	1543,678	0,129	13,78	0,824	0,185	0,085	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	1213,371	0,129	13,78	1,243	0,163	0,044	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	883,38	0,115	15,46	0,818	0,144	0,049	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	513,027	0,115	15,46	0,818	0,125	0,028	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	183,316	0,101	17,60	0,809	0,108	0,010	Vérifiée

**3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Alors : les trois} \\ \text{conditions sont} \\ \text{vérifiées.} \end{cases}$$

❖ **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine : e =12cm pour les balcons.  
e =14cm pour la dalle  
e = 16cm pour les dalles de la terrasse accessible.
- Epaisseur des Voiles e= 20cm
- Poutres Principales et Secondaires (30×35) cm<sup>2</sup>
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II-25** dimensions des poteaux

Niveau	s-sol et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etage 9
Dimensions	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35

**II.2Calcul des planchers:**

Dans notre structure on distingue deux types de planchers :

Plancher à corps creux. /Plancher à dalle pleine.

- **Calcul du plancher à corps creux :**

**II.2.1Etude des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T

- **Méthode de calcul des sollicitations :**

- Méthode forfaitaire.
  - Méthode de Caquot.
- } **Pour les poutres continues**

**Tableau II-26** Différents types de poutrelles:

niveau	types	Schéma statique
RDC	01	
	02	
	03	
	04	
Etages courants	01	
	02	
	03	

	<b>04</b>	
	<b>05</b>	
	<b>06</b>	
terasse accessible	<b>01</b>	
	<b>02</b>	
terasse inaccessible	<b>01</b>	

• Calcul des charges revenant aux poutrelles :

$$\begin{cases} \text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q & \Rightarrow & \begin{cases} q_u = P_u \times 0,65 \\ q_s = P_s \times 0,65 \end{cases} \\ \text{ELS : } P_s = G + Q & \Rightarrow & \end{cases}$$

Tableau II-27 charges revenant aux poutrelle

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>u</sub>	q <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>
Terrasse Inaccessible	6,71	1	10,55	<b>6,54</b>	7,71	<b>5,01</b>
Terrasse Accessible	6,87	1,5	11,52	<b>7,49</b>	8,37	<b>5,44</b>
Etages courants	5,11	1,5	9,14	<b>6</b>	6,61	<b>4,3</b>
RDC	5,11	5	14,39	<b>9.36</b>	10,11	<b>6,57</b>

Remarque :

Dans ce qui suit, on exposera un détail de calcul d’une application sur la méthode forfaitaire les autres calculs seront résumés dans des tableaux.

• Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 03 du plancher courant) et un autre exemple pour illustrer la méthode de Caquot (le type 01 du plancher courant).

1. Exemple d’application de la méthode forfaitaire

La poutrelle de type (3) (Etage courant) :

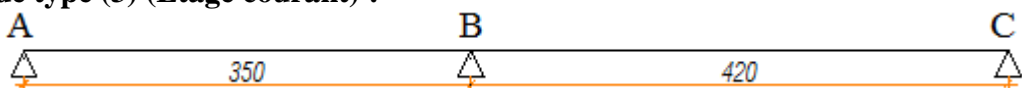


Figure II-19 schéma statique de la poutrelle de type (3)



• **Moments isostatiques**

<b>Travée AB</b>	<b>Travée BC</b>
$\begin{cases} M_0^{U_{AB}} = \frac{q_u \times l_{ab}^2}{8} = \frac{6 \times 3,5^2}{8} = 9,18 \text{ KN.m} \\ M_0^{S_{AB}} = \frac{q_s \times l_{ab}^2}{8} = \frac{4,3 \times 3,5^2}{8} = 7,04 \text{ KN.m} \end{cases}$	$\begin{cases} M_0^{U_{BC}} = \frac{q_u \times l_{bc}^2}{8} = \frac{6 \times 4,20^2}{8} = 13,23 \text{ KN.m} \\ M_0^{S_{BC}} = \frac{q_s \times l_{bc}^2}{8} = \frac{4,3 \times 4,20^2}{8} = 9,48 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Moments en appuis :**

<p><b>Appuis de rives:</b></p> $\begin{cases} \text{ELU: } M_A^U = M_C^U = -0,15 M_0^{BC} = -1,97 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_A^S = M_C^S = -0,15 M_0^{BC} = -1,42 \text{ KN.m} \end{cases}$	<p><b>appuis intermédiaires :</b></p> $\begin{cases} \text{ELU: } M_B^U = -0,6 M_0^U = -7,94 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_B^S = -0,6 M_0^S = -5,69 \text{ KN.m} \end{cases}$
---	--

**Remarque :**

- $M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$  mais Le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :  $M_A = M_C = -0,15 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) \dots\dots\dots$  (Appuis de rive)  
 - $M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 M_0^{BC} \dots\dots\dots$  (Appuis intermédiaires)

• **Moment en travée :**

On prend :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,11} = 0,226 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3 \alpha = 1,067 \\ 1,2 + 0,3 \alpha = 1,267 \end{cases}$

**Travée AB :**

a)  $M_t^{AB} + \frac{M_g + M_d}{2} \max [(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)] M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 1,067 M_0^{AB} - \frac{M_B}{2}$   
 b)  $M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq \frac{1,267}{2} M_0^{AB}$   
 $M_t^{AB} = \max (a, b) \Rightarrow M_t^{AB} = 1,067 M_0^{AB} - 0,3 M_0^{BC}$   
 $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{AB} = 5,85 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{AB} = 4,17 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Travée BC :**

$M_t^{BC} = \max (b, c) \Rightarrow M_t^{BC} = 0,767 M_0^{BC}$   
 $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{BC} = 10,17 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{BC} = 8,40 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Evaluation des efforts tranchants :**

<b>Travée AB :</b>	<b>Travée BC :</b>
$\begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6 \times 3,50}{2} = 10,5 \text{ KN} \\ V_B = \frac{-1,15 q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{-1,15 \times 6 \times 3,50}{2} = -12,07 \text{ KN} \end{cases}$	$\begin{cases} V_B = \frac{+1,15 q_u \times l_{BC}}{2} = \frac{-1,15 \times 6 \times 4,20}{2} = 14,49 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = \frac{6 \times 4,20}{2} = -12,6 \text{ KN} \end{cases}$

**2. Exemple d'application de la méthode de Caquot minorée :**

La poutrelle de type (1) (Etage courant) :

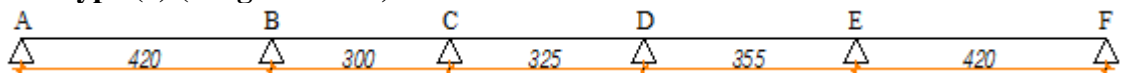


Figure II-20 schéma statique de la poutrelle de type (1)

• **Evaluation du chargement :**

$$\begin{aligned}
 G &= 5.11 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G' = 2/3G = 3.41 \text{ KN/m}^2 \\
 \left\{ \begin{aligned} P_U &= 1.35G + 1.5Q = 9.14 \text{ KN/m}^2 \\ P_S &= G + Q = 6.61 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right. &\Rightarrow \left\{ \begin{aligned} q_u &= P_U \times 0.65 = 5.94 \text{ KN/m}^2 \\ q_s &= P_S \times 0.65 = 4.29 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right. \\
 \left\{ \begin{aligned} P'_U &= 1.35G' + 1.5Q = 6.85 \text{ KN/m}^2 \\ P'_S &= G' + Q = 4.91 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right. &\Rightarrow \left\{ \begin{aligned} q'_u &= P'_U \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/m}^2 \\ q'_s &= P'_S \times 0.65 = 3.19 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

**Tableau II-28** Moments isostatiques

Travée (m)	Moments isostatiques (KN.m)			
	ELU		ELS	
AB	$M_0^U = 9.81 \text{ KN.m}$	$M_0^U = 13.09 \text{ KN.m}$	$M_0^S = 7.03 \text{ KN.m}$	$M_0^S = 9.45 \text{ KN.m}$
BC	$M_0^U = 5 \text{ KN.m}$	$M_0^U = 6.68 \text{ KN.m}$	$M_0^S = 3.58 \text{ KN.m}$	$M_0^S = 4.82 \text{ KN.m}$
CD	$M_0^U = 7.01 \text{ KN.m}$	$M_0^U = 7.84 \text{ KN.m}$	$M_0^S = 5.02 \text{ KN.m}$	$M_0^S = 6.75 \text{ KN.m}$
DE	$M_0^U = 9.81 \text{ KN.m}$	$M_0^U = 13.09 \text{ KN.m}$	$M_0^S = 7.03 \text{ KN.m}$	$M_0^S = 9.45 \text{ KN.m}$

- **Moments aux appuis**

**a - Appuis de rives:**

$M_A = M_F = 0 \text{ KN.m}$

Le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :

$$\left\{ \begin{aligned} M_A = M_F &= -0.15 \times \max(M_0^{AB'}, M_0^{EF'}) = -0.15 \times M_0^{AB'} = -0.15 \times M_0^{EF'} \\ \text{ELU: } M_A^U = M_F^U &= -0.15 M_0^{AB} = \mathbf{-1.97 \text{ KN.m}} \\ \text{ELS: } M_A^S = M_F^S &= -0.15 M_0^{AB} = \mathbf{-1.42 \text{ KN.m}} \end{aligned} \right.$$

**b- Appuis Intermédiaires :**

**Appui B:**

$$M_B = - \left( \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \right) \text{ avec } \mathbf{q'_g = q'_d} \text{ et } \begin{cases} l'_g = 4.2 \text{ m} \\ l'_d = 2.4 \text{ m} \end{cases}$$

$l' = 0.8 \times l$  : pour une travée intermédiaire  
 $l' = l$  : Pour une travée de rive

$$\begin{aligned}
 \text{ELU: } M_B^U &= \left( - \frac{4.45 \times (4.2)^3 + 4.45 \times (2.4)^3}{8.5 \times (4.2 + 2.4)} \right) = \mathbf{-6.97 \text{ KN.m}} \\
 \text{ELS: } M_B^U &= \left( - \frac{3.19 \times (4.2)^3 + 3.19 \times (2.4)^3}{8.5 \times (4.2 + 2.4)} \right) = \mathbf{-5 \text{ KN.m}}
 \end{aligned}$$

**Appui c :**

$$\begin{aligned}
 l'_g &= 2.4 \text{ m} & l'_d &= 2.6 \text{ m} \\
 \text{ELU: } M_C^U &= \left( - \frac{4.45 \times (2.4)^3 + 4.45 \times (2.6)^3}{8.5 \times (2.4 + 2.6)} \right) = \mathbf{-3.29 \text{ KN.m}} \\
 \text{ELS: } M_C^U &= \left( - \frac{3.19 \times (2.4)^3 + 3.19 \times (2.6)^3}{8.5 \times (2.4 + 2.6)} \right) = \mathbf{-2.36 \text{ KN.m}}
 \end{aligned}$$

**Appui D:**

$$\begin{aligned}
 l'_g &= 2.6 \text{ m} & l'_d &= 2.84 \text{ m} \\
 \text{ELU: } M_D^U &= \left( - \frac{4.45 \times (2.6)^3 + 4.45 \times (2.84)^3}{8.5 \times (2.6 + 2.84)} \right) = \mathbf{-3.89 \text{ KN.m}} \\
 \text{ELS: } M_D^U &= \left( - \frac{3.19 \times (2.6)^3 + 3.19 \times (2.84)^3}{8.5 \times (2.6 + 2.84)} \right) = \mathbf{-2.79 \text{ KN.m}}
 \end{aligned}$$

**Appui E:**

$$l'_g = 2.84 \text{ m} \qquad l'_d = 4.2 \text{ m}$$

$$ELU: M_E^U = \left( -\frac{4,45 \times (2,84)^3 + 4,45 \times (4,2)^3}{8,5 \times (2,84 + 4,2)} \right) = -7,21 \text{KN.m}$$

$$ELS: M_E^U = \left( -\frac{3,19 \times (2,84)^3 + 3,19 \times (4,2)^3}{8,5 \times (2,84 + 4,2)} \right) = -5,17 \text{KN.m}$$

$$ELU: M_E^U = \left( -\frac{4,45 \times (2,6)^3 + 4,45 \times (2,84)^3}{8,5 \times (2,6 + 2,84)} \right) = -3,89 \text{KN.m}$$

- Moments en travée :

Travée AB :

$$X = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l_{AB}} = \frac{4,2}{2} - \frac{0 - (-6,97)}{6 \times 4,2} = 0,39 \text{ m} \rightarrow X = 1,82 \text{ m}$$

$$M_t^{AB} = \frac{q \times X}{2} (l_{AB} - X) + M_A \left( 1 - \frac{X}{l_{AB}} \right) + M_B \left( \frac{X}{l_{AB}} \right) \text{ Avec } M_A = 0 \text{ KN.M}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU: M_t^{BC} = 9,97 \text{KN.m} \\ ELS: M_t^{BC} = 7,14 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

De manière similaire :

Travée BC :

Travée CD :

Travée DE :

Travée EF :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU: M_t^{BC} = 1,23 \text{KN.m} \\ ELS: M_t^{BC} = 0,87 \text{KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_t^{CD} = 4,33 \text{KN.m} \\ ELS: M_t^{CD} = 3,10 \text{KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_t^{DE} = 3,97 \text{KN.m} \\ ELS: M_t^{DE} = 2,84 \text{KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_t^{EF} = 9,87 \text{KN.m} \\ ELS: M_t^{EF} = 7,07 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

• Evaluation des efforts tranchants :

Travée AB :

$$V_A = \frac{q_U \times l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6 \times 4,2}{2} - \frac{0 - (-6,97)}{4,2} = 10,94 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_U \times l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6 \times 4,2}{2} - \frac{0 - (-6,97)}{4,2} = -14,25 \text{ KN}$$

De manière similaire:

Travée BC :

Travée CD :

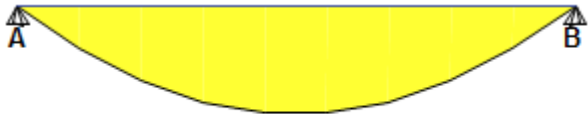
Travée DE :

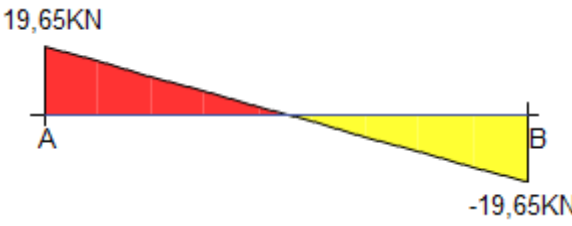
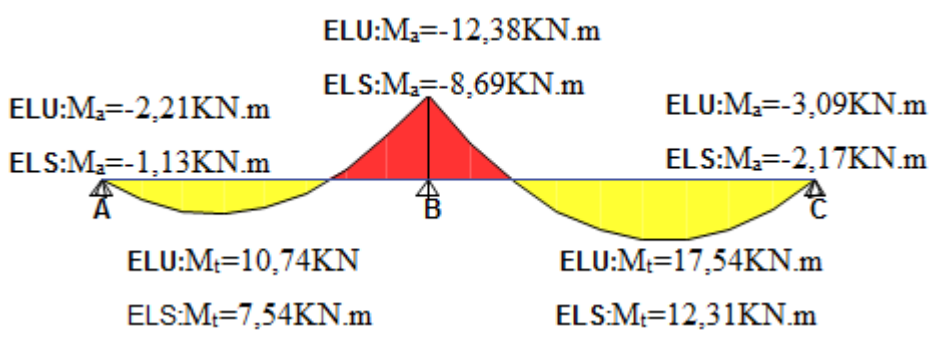
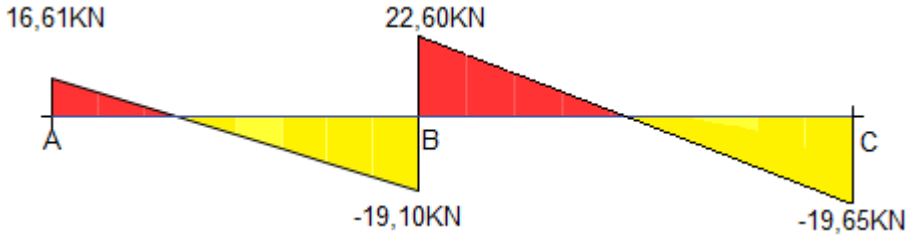
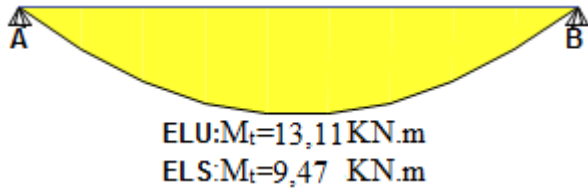
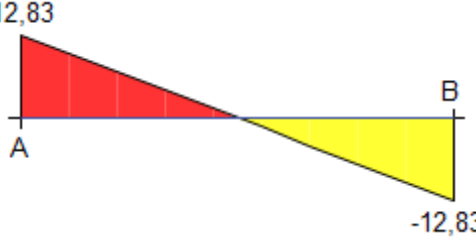
Travée EF :

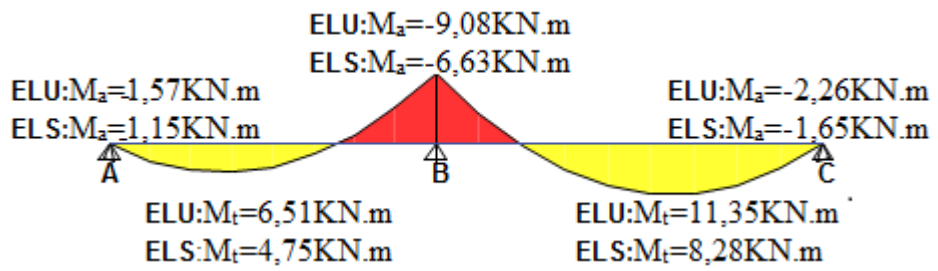
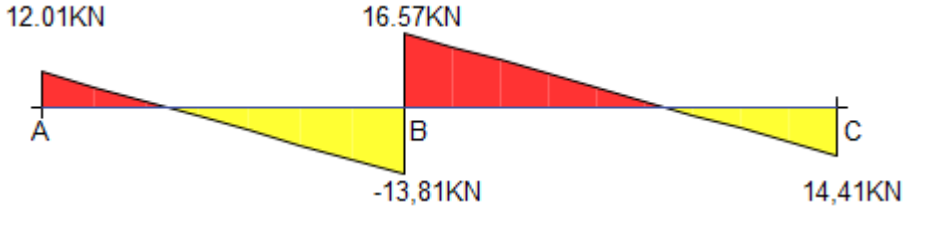
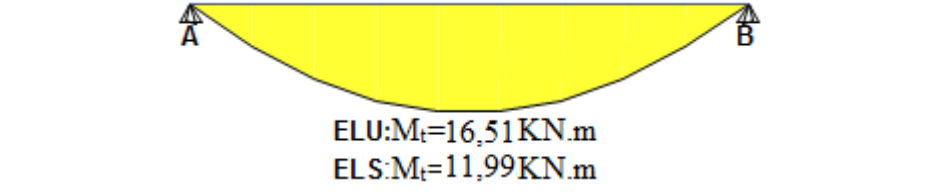
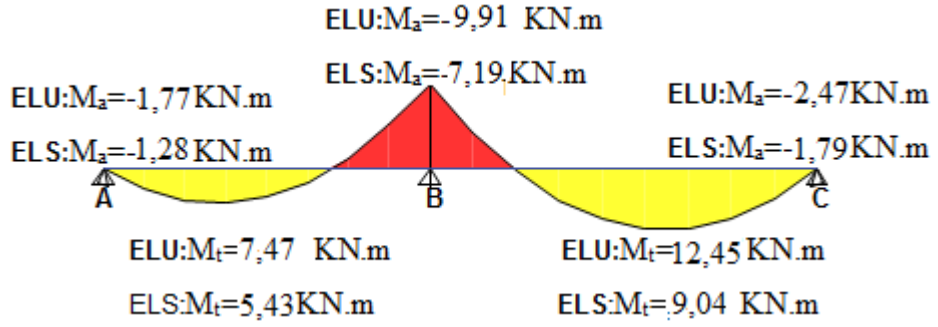
$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = 10,23 \text{ KN} \\ V_C = -7,77 \text{ KN} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} V_C = 9,56 \text{ KN} \\ V_D = -7,77 \text{ KN} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} V_D = 9,71 \text{ KN} \\ V_E = -11,58 \text{ KN} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} V_E = 14,32 \text{ KN} \\ V_F = -10,88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

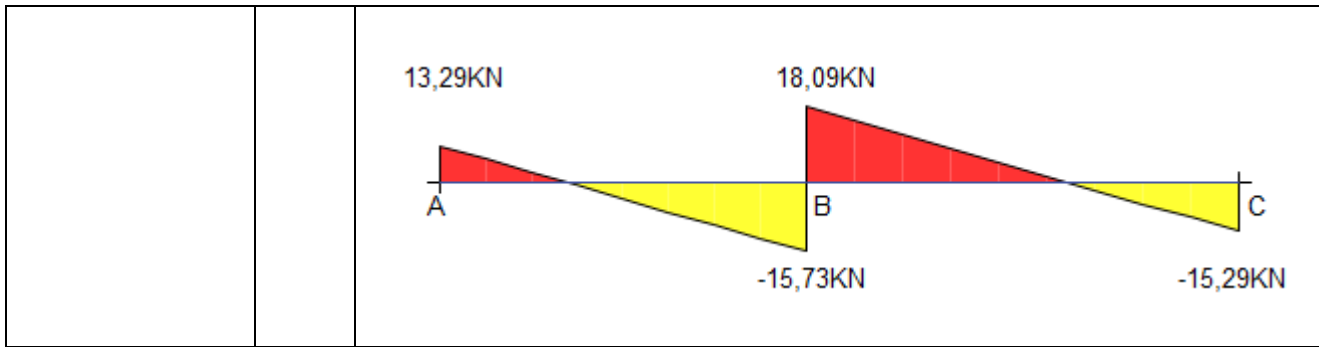
Les résultats des sollicitations dans les différents types de poutrelles (plus défavorables) sont Représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau II-29** sollicitations max dans les différents types de poutrelles de l'étage courant

niveau	types	Sollicitations (Moments et Efforts tranchants)
<u>RDC</u>	03	 <p>ELU: <math>M_t = 20,63 \text{KN.m}</math> ELS: <math>M_t = 14,48 \text{KN.m}</math></p>

		
	04	 <p> <math>ELU: M_a = -2,21 \text{ KN.m}</math>      <math>ELU: M_b = -12,38 \text{ KN.m}</math>      <math>ELU: M_c = -3,09 \text{ KN.m}</math>  <math>ELS: M_a = -1,13 \text{ KN.m}</math>      <math>ELS: M_b = -8,69 \text{ KN.m}</math>      <math>ELS: M_c = -2,17 \text{ KN.m}</math> </p> <p> <math>ELU: M_t = 10,74 \text{ KN}</math>      <math>ELU: M_t = 17,54 \text{ KN.m}</math>  <math>ELS: M_t = 7,54 \text{ KN.m}</math>      <math>ELS: M_t = 12,31 \text{ KN.m}</math> </p>
		
<p><u>Etage courant</u>  <u>et</u>  <u>Térasse</u>  <u>inaccessible</u></p>	02	 <p> <math>ELU: M_t = 13,11 \text{ KN.m}</math>  <math>ELS: M_t = 9,47 \text{ KN.m}</math> </p> 

	01	 <p>             ELU: <math>M_a = -9,08 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_a = -6,63 \text{ KN.m}</math>              ELU: <math>M_a = 1,57 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_a = 1,15 \text{ KN.m}</math>              ELU: <math>M_a = -2,26 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_a = -1,65 \text{ KN.m}</math>              ELU: <math>M_t = 6,51 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_t = 4,75 \text{ KN.m}</math>              ELU: <math>M_t = 11,35 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_t = 8,28 \text{ KN.m}</math> </p>
<p><u>Térasse accessible</u></p>	01	 <p>             12,01KN              16,57KN              -13,81KN              14,41KN         </p>
	01	 <p>             ELU: <math>M_t = 16,51 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_t = 11,99 \text{ KN.m}</math> </p>
	02	 <p>             ELU: <math>M_a = -9,91 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_a = -7,19 \text{ KN.m}</math>              ELU: <math>M_a = -1,77 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_a = -1,28 \text{ KN.m}</math>              ELU: <math>M_a = -2,47 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_a = -1,79 \text{ KN.m}</math>              ELU: <math>M_t = 7,47 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_t = 5,43 \text{ KN.m}</math>              ELU: <math>M_t = 12,45 \text{ KN.m}</math>              ELS: <math>M_t = 9,04 \text{ KN.m}</math> </p>



Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrillage :

**Tableau II-30** sollicitations maximales pour les différents planchers

Type de Plancher	Etat limite Ultime (ELU)				Etat limite de Service (ELS)		
	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>interm</sup> (kN.m)	V <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>interm</sup> (kN.m)
RDC	20.63	-3.09	-12.33	22.60	14.48	-2.17	-10.51
Etage courant et Térasse inaccessible	13.11	-2.26	-9.08	16.57	9.47	-1.65	-6.63
Térasse accessible	16.51	-3.09	-9.91	18.09	11.99	-2.17	-7.19

• **Ferrillage des poutrelles :**

Exemple de calcul pris pour des sollicitations maximales du plancher étage courant

**Tableau II-31** sollicitations maximales pour les différents planchers

	Etat limite Ultime (ELU)				Etat limite de Service (ELS)		
	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>interm</sup> (kN.m)	V <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>interm</sup> (kN.m)
Etage courant et Térasse inaccessible	13.11	-2.26	-9.08	16.57	9.47	-1.65	-6.63

1. Calcul a ELU :

**Les caractéristiques géométriques de la poutrelle**

b(cm)	b <sub>0</sub> (cm)	h(cm)	h <sub>0</sub> (cm)	d(cm)	d'(cm)	f <sub>c28</sub> (MPa)	f <sub>t28</sub> (MPa)	f <sub>bu</sub> (MPa)
60	12	20	4	18	2	25	2.1	14.2

a) **Armatures longitudinales :**

• **Ferrillage en En travée :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow 14.2 \times 0.60 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \rightarrow 54.528 \text{KN.m}$$

$$M_{Tu} = 54.528 \text{KN.m} > M_{tu} = 13.11 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{13.11 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.60 \times 0.18^2} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{MPa}$$

⇒ Les armatures dans la zone comprimée sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}] = 0.060$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.060) = 0.175 \text{m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{13 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.15 \text{cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2 \leq A_t = 2.15 \text{cm}^2$$

• **Ferrillage aux appuis :**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

**Appui intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{9.08 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,18^2} = 0,164 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.225 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.163 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{inter} = \frac{M_a^{inter}}{z \times f_{st}} = \frac{9.08 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

**Appui de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2.26 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times 0.18^2} = 0,040 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.01 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.179 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.26 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq A_a^{rive} = 0.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage transversal :**

$$\phi_t \geq \min \left( \phi_l^{\min}; \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10; 5,71; 12)$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  D'où  $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

- **Vérifications nécessaires :**

1) **Vérifications à l'ELU :**

a) **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{16.57 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

b) **Espacement ( $S_t$ ):**

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 116.9 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 47.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{D'où, } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) **Choix des armatures opté pour l'étage courant :**

$$\begin{cases} \text{Travée : } A_t = 2.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2 \\ \text{Appui intermédiaire : } A_a^{inter} = 1.60 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{ cm}^2 \\ \text{Appui de rive : } A_a^{rive} = 0.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

d) **Vérification des armatures longitudinales  $A_l$ :**

**Appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \times 16.57 \times 10^{-3} \times 10^4}{400} \Rightarrow A_l \geq 0.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A_l = A_t + A_{rive} = 2.36 + 0.79 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0.9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 16.57 - \frac{9.08}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.113 \text{ cm}^2$$

$A_l < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

e) **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = \min[0.9d; (40 - 4) \text{ cm}] = 16,2 \text{ cm}$$

**Ce qui donne :**  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 16,2 \text{ KN} \leq 129.762 \text{ KN}$

$\Leftrightarrow$  Pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet de l'effort tranchant.

f) **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 24 \text{ cm}$$

$\tau_u = 1,02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

**Remarque :** Toutes les conditions à l'ELU sont satisfaites.

2) **Vérifications à l'ELS :**

Les vérifications à faire sont les suivantes :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Vérification des contraintes} \\ \text{Vérification de la flèche.} \end{array} \right.$

a. **Etat limite de compression du béton :**

Vérifier que  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**En travée :**

$M_t^{ser} = 9.47 \text{ (KN.m)} \quad A_t = 2.36 \text{ (cm}^2\text{)} \quad A' = 0 \text{ (cm}^2\text{)}$

**Position de l'axe neutre (H) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -1.56 \times 10^{-3} \text{ m}^3 < 0$$

$\Rightarrow$  L'axe neutre ne passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section en T

**Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd) - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow 6y^2 + 277.4y - 1021.2 = 0$$

$$\Leftrightarrow y = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d - y)^2$$

$$I = \frac{60}{3} \times (4.05)^3 - (60 - 12) \frac{(4.05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 4.05)^2$$

$$I = 8217.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.47 \times 10^{-3}}{8217.52 \times 10^{-8}} \times 4.05 \times 10^{-2} \Rightarrow 4.67 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

**Remarque :** Pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet du moment.

**En appui intermédiaire**

$M_a^{ser} = -6.63 \text{ (KN.m)} \quad A_a = 1.92 \text{ (cm}^2\text{)}$

**Calcul d'une section de ( $b_0 \times h$ )**

**Calcul de y et I :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad \quad \Leftrightarrow \quad 30y^2 + 28.8y - 518.4 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.70 \text{ cm}$$



$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(y - d)^2 \Rightarrow \frac{60}{3}(3.70)^3 + 15 \times 1.92(18 - 3.70)^2$$

$$I = 6902.37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.63 \times 10^{-3}}{6902.37 \times 10^{-8}} \cdot 3.70 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.55 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

**b. Vérification de la flèche :**

- **Conditions de la vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{15 M_0^s}$$

$$2) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

On illustre comme exemple la poutrelle de **type (2)** du plancher étage courant :

$L_{\max}(\text{m})$	$M_0^s(\text{KN.m})$	$M_t^s(\text{KN.m})$	$A_t(\text{cm}^2)$
4.20	9.47	9.47	2.36

$$\frac{0.20}{4.20} = 0.047 \leq \frac{9.47}{9.47 \times 15} = 0.066$$

$$\frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.18} = 0.011 \geq \frac{9.47}{9.47 \times 15} = 0.066$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées cela nous conduit à vérifier la flèche.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_g^{ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.11 = 3.32 \text{ KN/ml}$  : La charge permanente totale qui revient à la poutrelle.

$q_j^{ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.75 = 2.44 \text{ KN/ml}$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_p^{ser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.11 + 1.5) = 4.29 \text{ KN/ml}$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

**avec:**  $j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,11 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,20) = 3,75 \text{ KN.m}$

$$M_g^{ser} = \frac{q_g^s \times l^2}{8} = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_j^{ser} = \frac{q_j^s \times l^2}{8} = 5.38 \text{ KN.m}$$

$$M_p^{ser} = \frac{q_p^s \times l^2}{8} = 9.45 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes  $\sigma_{st}$  :**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{st}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{st}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{st}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 186,32 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 136,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 240,76 \text{ MPa} \end{cases} \text{ Avec } \begin{cases} I = 6902,37 \text{ cm}^4 \\ y = 4,04 \text{ cm} \end{cases}$$

**Propriété de la section :**

**Position de l'axe neutre :**  $y = 4.05 \text{ cm}$ .

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2}\right) + 15Ad}{(b \times h_0) + b_0(h-h_0) + 15A} \Rightarrow y_G = 7.32 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + \frac{b_0(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 19451.64 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés  $I_f$  :**

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

- **Calcul des modules de déformation longitudinaux  $E_i$  et  $E_v$**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,61 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3.67 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.47 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,641 \\ \mu_j = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,545 \\ \mu_p = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,708 \end{array} \right.$$

**c. Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6349 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 7094,3 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 59106,6 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 10984 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 6349 \text{ cm}^4 \\ f_{ji} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 6349 \text{ cm}^4 \\ f_{pi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 6349 \text{ cm}^4 \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 6349 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9.17 \text{ mm} > \bar{f} = 8.4 \text{ mm} \dots \text{la flèche n'est pas vérifiée.}$$

• **Ferrailage des poutrelles des différents niveaux :**

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 II-32** Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$ $10^{-2}$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	20.63	0.047	6	0.175	3.38	1.30	<b>2HA14+1HA10</b> =3.87
	Appui Inter	-12.33	0.044	5.6	0.176	2.01	0.26	<b>1HA14+1HA10</b> =2.32
	appui de rive	-3.09	0.011	1.38	0.179	0.49	0.26	<b>1HA10</b> = 0.79
Etages	Travée	13.11	0.047	6	0.175	2.15	1.30	<b>3HA10</b> = 2.36

<b>courants Et Terrasse inaccessible</b>	Appui Inter	-9.08	0,164	22.5	0.163	1.60	0.26	<b>1HA12+1HA10</b> =1.92
	appui de rive	-2.26	0.008	1	0.179	0.36	0.26	1HA10 = 0.79
<b>Terrasse accessible</b>	Travée	16.51	0.059	7.6	0.174	2.72	0.30	<b>2HA12+1HA10</b> =3.05
	Appui Inter	-9.91	0.035	4.4	0.176	1.61	0.26	<b>1HA12+1HA10</b> = 1.92
	appui de rive	-3.09	0.008	1	0.179	0.39	0.26	<b>1HA10</b> = 0.79

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

**Tableau II-33** Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (\text{cm}^2) \geq$		Bielle $V_u$ $\leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
<b>RDC</b>	1.04 < 3.33	4.59 > 0.64	6.12 > -0.153	22.60 < 129.762	1.39 < 3.33
<b>Etages courants Et Terrasse inaccessible</b>	0.9 < 3.33	3.14 > 0.47	4.28 > -0.113	16.57 < 129.762	1.02 < 3.,33
<b>Terrasse accessible</b>	0.9 < 3.33	3.84 > 0.52	4.97 > -0.123	18.09 < 129.762	1.11 < 3.33
<b>Observation</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS obtenus pour les différents planchers.

**Tableau II-34** Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	$M^s$ (KN.m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
<b>RDC</b>	Travée	14.48	3.80	4.97	12133	5.93 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	- 10.51	2.32	4.02	8100.6	5.21 < 15	<i>Vérifiée</i>
<b>Etages courants Et Terrasse inaccessible</b>	Travée	9.47	2,36	4.05	8217.52	4.67 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	- 6.63	1.92	3.70	6902.37	3.55 < 15	<i>Vérifiée</i>
<b>Terrasse accessible</b>	Travée	11.99	3.05	4.53	10160	5.34 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	-7.19	1.92	3.70	6902.4	3.85 < 15	<i>Vérifiée</i>

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications de l'état limite de déformation (flèches) Obtenus pour les différents planchers :

**Tableau II-35** vérifications des flèches des différents niveaux

Niveaux	$q_{j\ ser}$ (KN/m)	$M_{j\ ser}$ (KN.m)	$I_{fji}$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{st}^j$ (MPa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)	L(m)
RDC	2.44	5.38	10743	85.13	0.551	2.72	4.2
Etages courants Et Terrasse inaccessible	2.44	5.38	4.12	136.93	0.545	0.545	4.2
Terrasse accessible	1.85	4.07	2.23	81.11	0.449	2.23	4.2
	$q_{g\ ser}$ (KN/m)	$M_{g\ ser}$ (KN.m)	$I_{fgi}$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{st}^g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (mm)	L(m)
RDC	3.32	7.32	9809	115.84	0.646	4.05	4.2
Etages courants Et Terrasse inaccessible	3.32	7.32	6349	186.32	0.641	6.26	4.2
Terrasse accessible	4.46	9.83	7406.7	195.54	0.720	7.21	4.2
	$q_{p\ ser}$ (KN/m)	$M_{p\ ser}$ (KN.m)	$I_{fpi}$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{st}^p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)	L(m)
RDC	6.57	14.48	8588.4	229.24	0.801	9.16	4.2
Etages courants Et Terrasse inaccessible	4.29	9.45	5910.6	240.76	0.708		4.2
Terrasse accessible	5.44	12.21	7093.3	242.89	0.767	9.35	4.2
	$q_{g\ ser}$ (KN/m)	$M_{g\ ser}$ (KN.m)	$I_{fgv}$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{st}^g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (mm)	L(m)
RDC	3.32	7.32	15228	115.84	0.646	7.83	4.2
Etages courants Et Terrasse inaccessible	3.32	7.32	10984	186.32	0.641	10.86	4.2
Terrasse accessible	4.46	9.83	12426	195.54	0.720	12.90	4.2
	$\Delta f_t \leq f_{adm}$						<b>Observation</b>
	$\Delta f$ (mm)			$f_{adm}$ (mm)			
RDC	10.22			8.4			<i>N.Vérifiée</i>
Etages courants Et Terrasse inaccessible	9.17			8.4			<i>N.Vérifiée</i>
Terrasse accessible	12.81			8.4			<i>N.Vérifiée</i>

- Remarque

D'après les résultats obtenus, la condition de flèche n'est pas vérifiée pour les trois planchers, on opte donc pour une augmentation de la section de ferrailage en travée des poutrelles de ces derniers planchers.

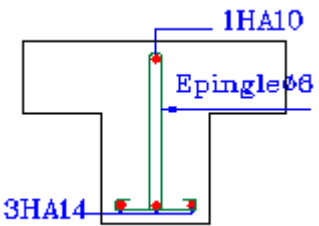
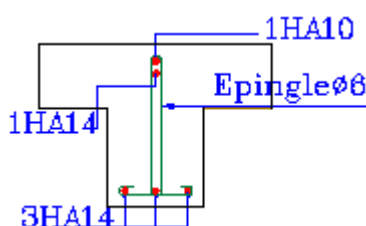
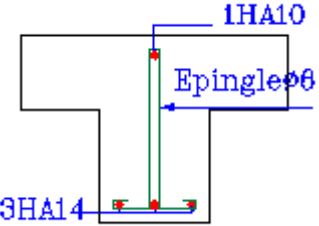
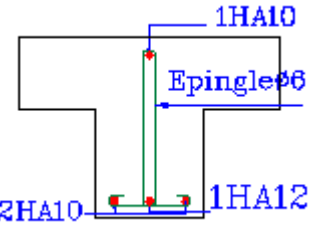
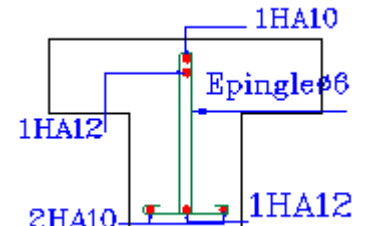
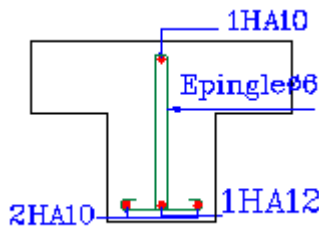
Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications de l'état limite de déformation (Flèches) obtenus après augmentation des sections du ferrailage :

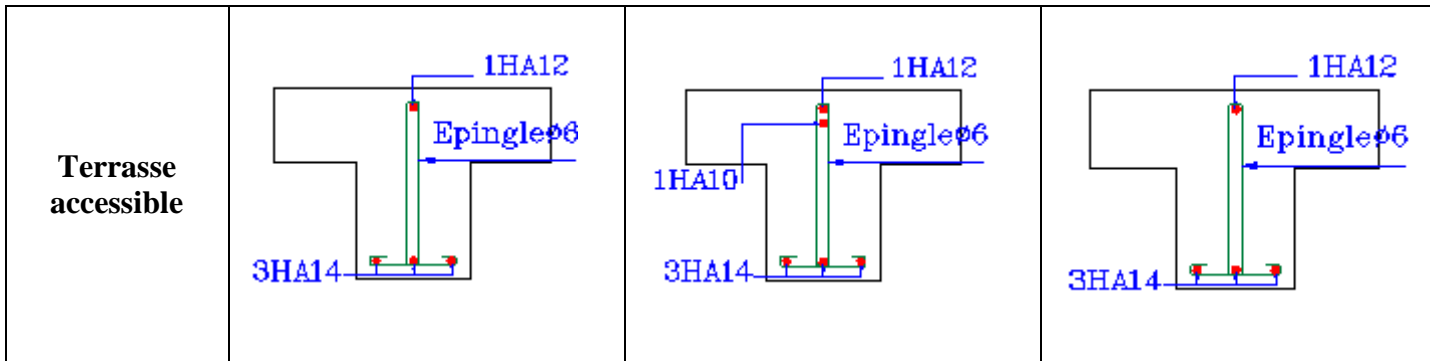
**Tableau II-36** Nouvelles sections d'armatures en travée

Niveaux	As (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\Delta_{ft} \leq f_{adm}$		Observation
					$\Delta_{ft}$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	
<b>RDC</b>	3HA14= 4.62	1HA10 = 0.79	14244.63	5.41	7.92	8.4	<i>Vérifiée</i>
<b>Etages courants Et Terrasse inaccessible</b>	2HA10+1HA12 =2.70		9191.6	4.3	8.3	8.4	<i>Vérifiée</i>
<b>Terrasse accessible</b>	3HA14= 4.62	1HA12	14302.95	5.36	8.32	8.4	<i>Vérifiée</i>

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles des différents niveaux :

**Tableau II-37** Schémas de ferrailage des poutrelles des différents niveaux

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>RDC</b>			
<b>Etages courants Et Terrasse inaccessible</b>			



**II.2.1.1 Etude de la dalle de compression :**

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,60}{400} \times 100 = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,3 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \quad \text{Soit} \quad \begin{cases} A_{\perp}: 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: (4\phi 6/\text{ml}) \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150 × 150) mm<sup>2</sup>

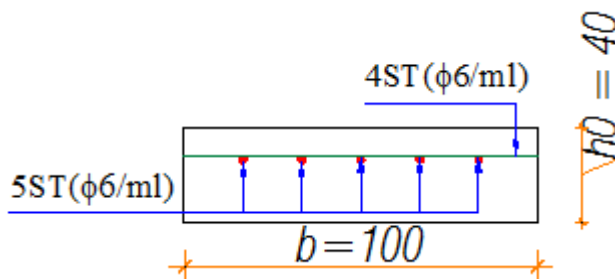


Figure II-21 Ferrailage de la dalle de compression

**II.2.2. Calcul des planchers à dalle pleine :**

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

**Dalle sur deux appuis perpendiculaires D1 :**

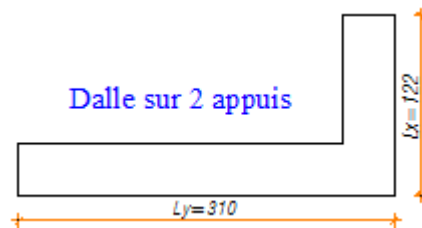


Figure II-22 dalle D1

Tableau II-38 Caractéristiques de la dalle

Type	Nbre d'appui	Lx (m)	Ly (m)	e (cm)	$\rho$	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Pmur (KN)
Balcon D1	2	1,22	3,10	12	0,39	5,26	3,5	0,9

Avec :  $P^{mur} = \gamma^{mur} \times b \times h_{garde-corps} \times L = 0,9 \text{ KN}$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens ⇔ Le calcul de la dalle est assimilé à celui d'une console, soumise à la flexion simple supportant à son extrémité une charge concentrée, qui représente la charge du mur garde-corps.

**1. Evaluation des charges :**

**ELU :**

$$\begin{cases} P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \times 1\text{m} = 12,35 \text{ KN/ml} \\ q_u^{mur} = 1,35 \times p^{mur} = 1,215 \text{ KN} \end{cases}$$

**ELS :**

$$\begin{cases} P_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 8,76 \text{ KN/ml} \\ q_s^{mur} = p^{mur} = 0,9 \text{ KN} \end{cases}$$

2. Calcule des sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU :} \\ \mathbf{Mu} = \left( -\frac{Pu \times l^2}{2} + q_u^{\text{mur}} \times l \right) = -10,67 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELS :} \\ \mathbf{Ms} = \left( -\frac{Ps \times l^2}{2} + q_s^{\text{mur}} \times l \right) = -7,62 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Vu} = Pu \times l = 16,28 \text{ KN}$$

3. Calcul du Ferrailage :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{10,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,0927 < 0,186 \leftrightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0927}) = \mathbf{0,1218}$$

$$\mathbf{Z} = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,1218) = \mathbf{0,0856}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A}_{\text{cal}} = \frac{10,67 \times 10^{-3}}{348 \times 0,0856} = 3,58 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \mathbf{A}_{\text{min}} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

En appui :

$$\mathbf{M}^x = \mathbf{M}^y = -0,3 \times 10,67 = -3,2 \text{ KN.m}$$

On applique la règle de trois (3) :

$$\left. \begin{array}{l} 10,67 \rightarrow 3,58 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ 3,2 \rightarrow A_a \end{array} \right\} \mathbf{A}_a = 1,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul de l'espacement :

$$\mathbf{FN} \rightarrow St \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

→ Soit  $St = 20 \text{ cm}$ .

Tableau II-39 Ferrailage de la dalle

Position	M (KN/m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{opt}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	10,67	0,0927	0,1218	0,0856	3,58	0,96	5HA12=5,65	20
Appui	3,2	0,0278	0,0352	0,0887	1,07	0,96	5HA8=2,51	20

➤ Armature secondaire :

$$A_t = \frac{5,56}{3} = 1,88 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{Soit : } \mathbf{5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2}$$

1. Vérification a l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :  $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} < \frac{0,07}{\gamma} \times f_{c28}$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0,18 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2. Vérifications à l'ELS :

La dalle **D1** se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton  $\sigma_{bc}$  ainsi que la contrainte de traction dans l'acier  $\sigma_{st}$

a. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\Sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre y et du moment d'inertie I :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times (A + A') \times y - 15 \times (A \times d + A' \times d') = 0 \\ \frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times 3,93 \times y - 15 \times 3,93 \times 9 = 0 \end{array} \right. \Leftrightarrow \mathbf{y = 3,15 \text{ cm}}$$

$$\begin{cases} I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A' \times (y - d')^2 + 15 \times A \times (d - y)^2 \\ I = \frac{100}{3} \times 2,72^3 + 15 \times 3,93 \times (9 - 2,72)^2 \end{cases} \Leftrightarrow I = 3942.22 \text{ cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 6,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

**b. Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$\sigma_{st} = 169,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

**c. Etat limite de déformation (Flèche) :**

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{0,12}{1,22} = 0,098 > \text{MAX} \left[ \frac{3}{80}; \frac{7,62}{20 \times 7,62} \right] = 0,05 \text{ .....Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 6,28 \times 10^{-3} > \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \text{ .....Condition non vérifiée}$$

$L_x = 1,22 \text{ m} < 8 \text{ m}$ ..... Condition vérifiée

**Remarque :** la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire selon le sens x.

Tableau II-40 Vérification de la flèche

dalle	Sens	$f_{gv}$ (mm)	$f_{jt}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gt}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D1	X-X	1,3798	0,2080	1,2627	0,6340	0,07 < 2,44	Vérifiée

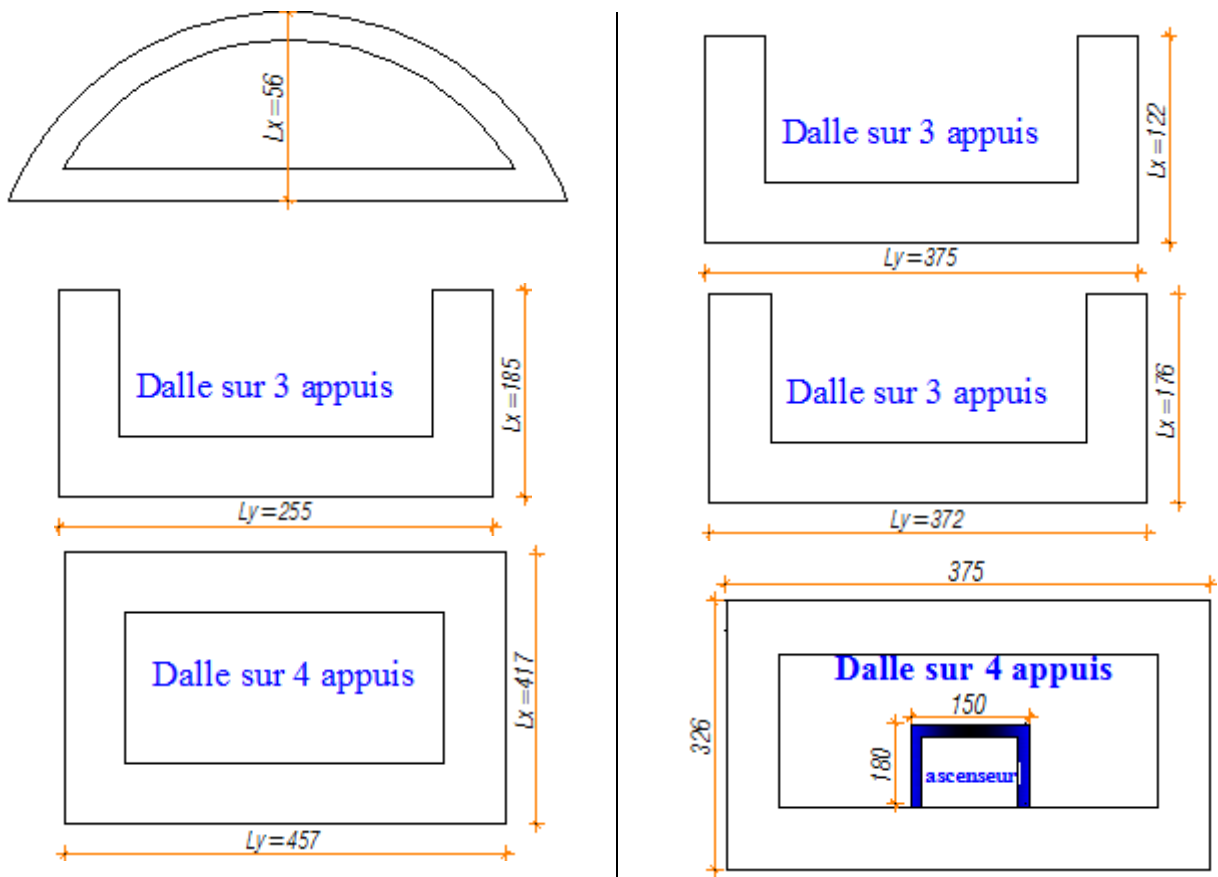


Figure II-23 Les différents types des dalles pleines

Tableau II-41 Données des différents types de dalle pleine

Types		Nbre d'appui	Lx (m)	Ly (m)	e (cm)	$\rho$	G	Q	$P_{mur}$ (KN)
Balcon	D2	1	0,56	/	2,8	/	5,26	3,5	



	<b>D3</b>	3	1,22	3,75	12	0,32	5,26	3,5	0,9
	<b>D4</b>	3	1,85	2,55	12	0,72	5,26	3,5	/
<b>RDC et Terrasse accessible</b>	<b>D5</b>	3	1,76	3,72	16	0,47	6,26	5	/
	<b>D6</b>	4	4,17	4,57	16	0,92	6,26	5	/
<b>T.innac</b>	<b>D7</b>	4	3,26	3,75	0,14	0,87	5,76	1	/

Tableau II-42 Calcul des sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	ELU					ELS		
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)
<b>D2</b>	1,93	/	/	6,916	/	1,373	/	/
<b>D3</b>	10,67	/	/	16,28	/	7,62	/	/
<b>D4</b>	2,84	4,607	-1,67	8,95	3,42	2,01	3,27	-1,005
<b>D5</b>	27,37	12,32	-16,1	13,37	1,42	20,36	8,69	11,97
<b>D6</b>	10,30	8,5	-6,06	19,64	14,92	8,47	7,45	-4,98
<b>D7</b>	4,072	2,949	-2,395	10,13	6,32	3,39	2,74	-1,99

Tableau II-43 Calcul du ferrillage à l'ELU

Type	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>D2</b>	X-X	1,93	0,0167	0,0211	0,0892	0,62	0,96	<b>4HA8=2,01</b>
<b>D2</b>	X-X	10,67	0,0927	0,1218	0,0856	3,58	0,96	<b>5HA10=3,93</b>
<b>D4</b>	X-X	2,84	0,0247	0,0312	0,0888	0,92	1,09	<b>5HA8=2,51</b>
	Y-Y	4,607	0,04	0,0511	0,0881	1,50	0,96	<b>5HA8=2,51</b>
	Appui	1,673	0,0145	0,0183	0,0893	0,54	1,09	<b>5HA8=2,51</b>
<b>D5</b>	X-X	27,37	0,0983	0,1296	0,1327	5,92	1,62	<b>4HA14=6,16</b>
	Y-Y	12,32	0,0442	0,0565	0,1368	2,59	1,28	<b>4HA10=3,14</b>
	Appui	16,1	0,0578	0,0744	0,1358	3,41	1,62	<b>4HA12=4,52</b>
<b>D6</b>	X-X	10,30	0,037	0,0471	0,1373	2,16	1,33	<b>4HA10=3,14</b>
	Y-Y	8,5	0,0305	0,0387	0,1378	1,77	1,28	<b>4HA8=2,01</b>
	Appui	6,06	0,0218	0,0275	0,1385	1,26	1,33	<b>4HA8=2,01</b>
<b>D7</b>	X-X	4,072	0,0236	0,0299	0,108	1,08	1,19	<b>5HA8=2,51</b>
	Y-Y	2,949	0,017	0,0214	0,109	0,778	1,12	<b>5HA8=2,51</b>
	Appui	2,395	0,0117	0,0147	0,119	0,577	1,19	<b>5HA8=2,51</b>

Tableau II-44 Vérification de l'effort tranchant

Types	$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs.	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (Mpa)	Obs.
<b>D2</b>	6,916	0,076<1,17	<b>Vérifiée</b>	/	/	/
<b>D2</b>	16,28	0,18<1,17	<b>Vérifiée</b>	/	/	/
<b>D4</b>	8,95	0,099<1,17	<b>Vérifiée</b>	3,42	0,038<1,17	<b>Vérifiée</b>
<b>D5</b>	13,37	0,0955<1,17	<b>Vérifiée</b>	1,42	0,010<1,17	<b>Vérifiée</b>
<b>D6</b>	19,64	0,14<1,17	<b>Vérifiée</b>	14,92	0,11<1,17	<b>Vérifiée</b>
<b>D7</b>	10,13	0,092<1,17	<b>Vérifiée</b>	6,32	0,057<1,17	<b>Vérifiée</b>

Tableau II-45 Vérifications des contraintes à l'ELS

Type	Sens	$M^s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs.
<b>D2</b>	X-X	1,373	2,04	1731,201	1,62<15	<b>Vérifiée</b>	82,798<201,63	<b>Vérifiée</b>
<b>D3</b>	X-X	7,62	2,72	2995,68	6,92<15	<b>Vérifiée</b>	239,61>201,63	<b>Non vérifiée</b>

<b>D4</b>	X-X	2,01	2,254	2095,115	2,16<15	Vérifiée	98,52<201,63	Vérifiée
	Y-Y	3,27	2,254	2095,115	3,51<15	Vérifiée	157,93<201,63	Vérifiée
	Appui	1,005	2,254	2095,115	1,08<15	Vérifiée	84,53<201,63	Vérifiée
<b>D5</b>	X-X	20,36	4,24	11342,64	7,61<15	Vérifiée	/	/
	Y-Y	8,69	3,19	6637,66	4,17<15	Vérifiée	/	/
	Appui	11,97	3,73	8880,89	5,06<15	Vérifiée	/	/
<b>D6</b>	X-X	10,40	3,19	6585,98	4,10<15	Vérifiée	/	/
	Y-Y	7,45	2,62	4504,05	4,33<15	Vérifiée	/	/
	Appui	4,98	2,62	4504,05	2,89<15	Vérifiée	/	/
<b>D7</b>	X-X	3,39	2,526	3240,849	2,64<15	Vérifiée	132,95<201,63	Vérifiée
	Y-Y	2,74	2,526	3240,849	2,13<15	Vérifiée	107,46<201,63	Vérifiée
	Appui	1,99	2,526	3240,849	1,55<15	Vérifiée	78,05<201,63	Vérifiée

**Remarque :** La condition de la contrainte de traction dans les aciers  $\sigma_{st}$ , n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armatures à L'ELS.

$$\left\{ \begin{aligned} B &= \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_s} = 4,67 \times 10^{-3} \\ \alpha &= \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \end{aligned} \right.$$

Après avoir effectué les itérations, on trouve :  $\alpha = 0,1276$

$$A_s = \frac{M_s}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times \overline{\sigma}_s} = \frac{7,62 \times 10^{-3}}{0,09 \times (1 - \frac{0,1276}{3}) \times 201,63} = 4,39 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{Soit: } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

**d. Etat limite de déformation (Flèche) :**

• **Pour la dalle D3 :**

0,098 > 0,05..... Condition vérifiée. }  
 6,28 × 10<sup>-3</sup> > 5 × 10<sup>-3</sup>..... Condition non vérifiée. } → On doit vérifier la flèche  
 lx = 1,22 m < 8 m..... Condition vérifiée. }

• **Pour la dalle D4 :**

Sens x-x :

0,064 > 0,042  
 2,79 × 10<sup>-3</sup> < 5 × 10<sup>-3</sup>  
 lx = 1,85 m < 8 m

Sens y-y :

0,047 > 0,0425  
 2,79 × 10<sup>-3</sup> < 5 × 10<sup>-3</sup>  
 lx = 2,55 m < 8 m

→ { La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Pour la dalle D5:**

Sens x-x :

0,09 > 0,0425  
 4,4 × 10<sup>-3</sup> < 5 × 10<sup>-3</sup>  
 lx = 1,76 m < 8 m

Sens y-y :

0,043 > 0,0424  
 2,24 × 10<sup>-3</sup> < 5 × 10<sup>-3</sup>  
 lx = 3,72 m < 8 m

→ { La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• **Pour la dalle D6 :**

Sens x-x :

0,038 < 0,0425  
 2,24 × 10<sup>-3</sup> < 5 × 10<sup>-3</sup>  
 lx = 4,17 m < 8 m

Sens y-y :

0,035 < 0,0425  
 1,54 × 10<sup>-3</sup> < 5 × 10<sup>-3</sup> →  
 lx = 4,57 m < 8 m

{ On doit vérifier la flèche

• **Pour la dalle D7:**

Sens x-x :

0,0429 < 0,0424  
 2,28 × 10<sup>-3</sup> < 5 × 10<sup>-3</sup>  
 lx = 3,26m < 8 m

Sens y-y :

0,0373 < 0,0424  
 2,28 × 10<sup>-3</sup> < 5 × 10<sup>-3</sup>  
 lx = 3,75m < 8 m

{ On doit vérifier la flèche

**Tableau II-46** Vérifications de la flèche à l'ELS

Type	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>qi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf ≤ f <sub>adm</sub> (mm)	Observation
D3   X-X	0,0696	0,0172	0,0386	0,0232	0,07<2,44	Vérifiée

D5	X-X	1,9206	0,4090	1,9552	0,6102	2,83<8,34	Vérifiée
	Y-Y	2,0649	0,4398	1,4685	0,6883	2,4<9,14	Vérifiée
D7	Y-Y	1,1593	0,2348	0,4535	0,38644	0,99<7,5	Vérifiée

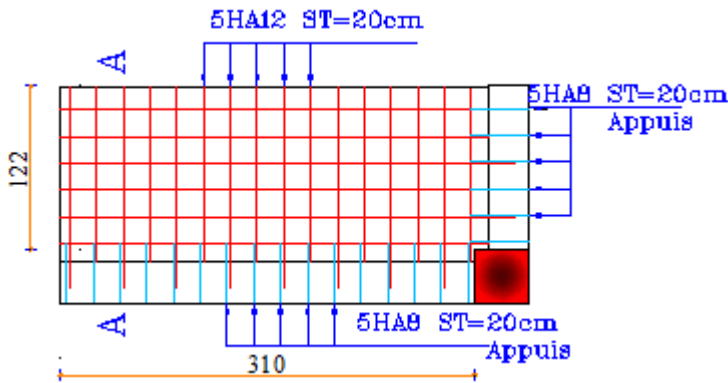
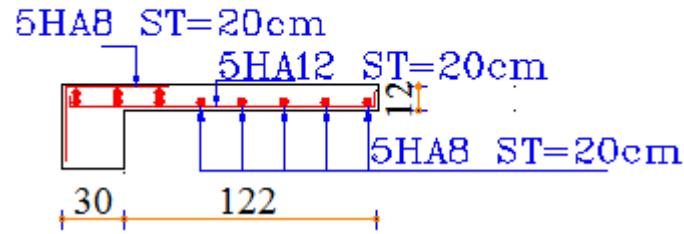


Schéma de ferrailage du panneau (D1)

Coupe A-A



Coupe A-A du panneau (D1)

Figure II-24 Schéma de ferrailages du panneau (D1)

✓ Schéma de ferrailages : ANNEXE5

II.3. Etude des escaliers :

II.3.1 Etude du type Escalier (RDC) :

II.3.1.1 Etude de la première et la troisième partie :

II.3.1.1.1 Etude des volées 1 et 3 :

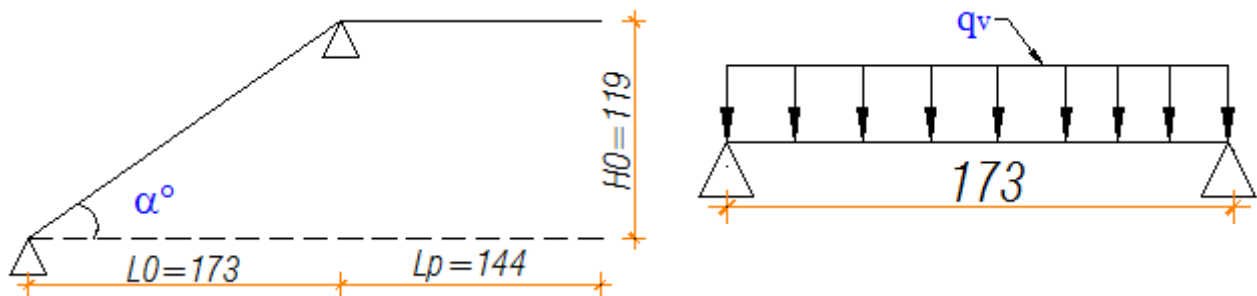


Figure II-25 Schéma statique de la première et la troisième partie

Tableau II-47 Chargement revenant à l'escalier

	volée		palier	
G (KN/m <sup>2</sup> )	7,76		5,02	
Q(KN/m <sup>2</sup> )	2,5			
sollicitations	ELU	ELS	ELU	ELS
Chargement qui revient à l'escalier	qu <sup>v</sup> (KN/m)	qs <sup>v</sup> (KN/m)	qu <sup>p</sup> (KN/m)	qs <sup>p</sup> (KN/m)
	14,23	10,26	10,52	7,52

• Calcul des réactions d'appuis :

le calcul par la méthode de la RDM, on trouve;

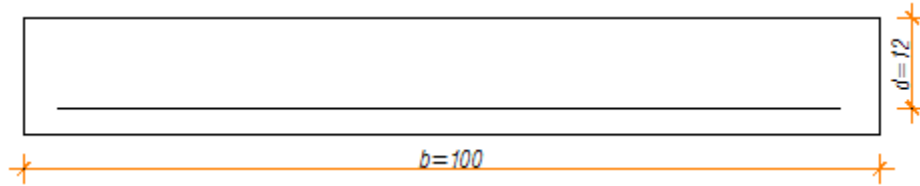
Tableau II-48 Sollicitations dans l'escalier

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>0 max</sub> (KN.m)
	A	B		travée	Appuis		
ELU	12,32	8,87	12,32	4,52	-2,66	12,32	5,32
ELS	12,32	8,87	-8,87	3,25	-1,91		3,83

Remarque : Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments

obtenus : 
$$\begin{cases} M_{tu}^{\max} = 0,85 M_{0u}^{\max} \\ M_{au}^{\max} = -0,5 M_{0u}^{\max} \end{cases}$$

**Ferraillage :**



**Figure II-26** Section droite de l’escalier à ferrailler

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II-49** Ferraillage de la première et la troisième partie

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	4,52	0,022	0,027	0,118	1,05	1,45	4HA10 = 3,14	25
appui	-2,66	0,013	0,016	0,119	0,64	1,45	4HA10 = 3,14	25

• **Armature de répartition :**

On a des charges réparties ⇒ A<sub>répartition</sub> =  $\frac{A_{principales}}{4}$

En travée : A<sub>rep</sub> = 0,78 cm<sup>2</sup>/ml Soit : A<sub>rep</sub> = 3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml ; St = 33 cm

En appui : A<sub>rep</sub> = 0,78 cm<sup>2</sup>/ml Soit : A<sub>rep</sub> = 3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml ; St = 33 cm

a) **Vérification de l’effort tranchant**

$$V^{max} = 12,32 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,102 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Les armatures} \\ \text{transversales. Ne} \\ \text{sont pas nécessaire} \end{array} \right\}$$

b) **Vérification des espacements :**

Armatures principales : St = min (3.e, 33 cm) = 33cm > 25cm ⇒ Condition vérifiée.

Armatures secondaires : St = min (4.e, 45 cm) = 45cm > 33cm. ⇒ Condition vérifiée.

1. **Calcul à l’ELS**

a. **Vérification des contraintes :**

$$\text{FPN} \rightarrow \text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau II-50.** Vérification des contraintes à l’ELS

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	3,25	2,92	4713,12	2,01	15	Vérifiée
En appui	-1,91	2,92	4713,12	1,18	15	Vérifiée

b. **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas observée :

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \Leftrightarrow 0,081 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
  - 2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2,01 \times 10^{-4} < 1,26 \times 10^{-3} \dots \text{vérifiée}$
  - 2)  $L < 8m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- } Vérification de flèche n’est pas nécessaire

II.2.1.1.2 Etude de la deuxième volée :

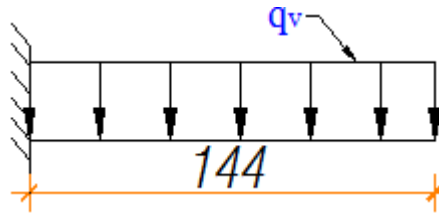


Figure II-27 Schéma statique de la deuxième partie.  
Tableau II-51 Evaluation de charge de la deuxième volée

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			q <sub>u</sub> <sup>v</sup> (KN/m)	q <sub>s</sub> <sup>v</sup> (KN/m)
<b>Volée 2</b>	7,76	2,5	14,23	10,26

➤ **Moment à l'encastrement :**

$$M_U = -\frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{14,23 \times 1,44^2}{2} = -14,75 \text{ KN.m} \quad M_U = -\frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{10,26 \times 1,44^2}{2} = -10,63 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{q_U \times l^2}{2} = \frac{14,26 \times 1,44}{2} = 10,25 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

Tableau II-52 Ferraillage de la deuxième partie

M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sup>calculé</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
14,75	0,072	0,093	0,115	2,73	1,45	4HA10= 3,14	25

• **Armatures de répartition**

on'a des charges réparties ⇒ A<sub>rep</sub> =  $\frac{A_{principales}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$

A<sub>rep</sub> = 0,785 cm<sup>2</sup>/ml Soit : A<sub>rep</sub> = 3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml ; St = 33 cm

**Vérification de l'effort tranchant**

V<sup>max</sup> = 10,25 KN ⇒ τ<sub>u</sub> =  $\frac{V^{\max}}{1 \times d} = 0,085 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$  → Les armatures transversales. Ne sont pas nécessaire

- **Vérification des espacements :**

Armatures principales :

St = min (3.e, 33 cm) = 33cm > 25cm

Armatures secondaires :

St = min (4.e, 45 cm) = 45cm > 33cm

**Condition vérifiée**

➤ **Calcul à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

FPN → On doit vérifier σ<sub>bc</sub> =  $\frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II-53 Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
<b>En travée</b>	10,63	2,92	4713,12	6,58	15	<b>Vérifiée</b>

- **Vérification de la flèche :**

1)  $\frac{h}{l} \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Leftrightarrow 0,097 \geq 0,0625 \dots \dots \dots$  **vérifiée**

2)  $A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 \times 10^{-4} \leq 1,26 \times 10^{-3} \dots \dots \dots$  **Vérifiée**

3)  $L < 8m \dots \dots \dots$  **Vérifiée**

II.2.1.1.3 Etude du palier d'arriver :

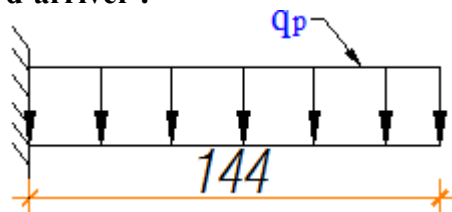


Figure II-28 Schéma statique du palier d'arrive

Tableau II-54 Evaluation de charge de palier d'arriver

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			q <sub>u</sub> <sup>P</sup> (KN/m)	q <sub>s</sub> <sup>P</sup> (KN/m)
Palier	5,02	2,5	10,52	7,52

➤ Moment à l'encastrement :

$$M_U = -\frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{10,52 \times 1,44^2}{2} = -10,91 \text{ KN.m} \quad M_U = -\frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{7,52 \times 1,44^2}{2} = -7,79 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10,52 \times 1,44}{2} = 7,57 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage :

Tableau II-55 Ferrailage de palier

M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sup>calculé</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
10,91	0,053	0,068	0,116	2,70	1,45	4HA10= 3,14	25

• Armatures de répartition :

on'a des charges réparties ⇒ A<sub>rep</sub> =  $\frac{A_{principales}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$

A<sub>rep</sub> = 0,785 cm<sup>2</sup>/ml Soit : A<sub>rep</sub> = 3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>/ml ; St = 33 cm

- Vérification de l'effort tranchant :

V<sup>max</sup> = 7,57 KN ⇒ τ<sub>u</sub> =  $\frac{V^{\max}}{1 \times d} = 0,063 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

Les armatures transversales. Ne sont pas nécessaire.

- Vérification des espacements :

Armatures principales :

St = min (3.e, 33 cm) = 33cm > 25cm

Armatures secondaires :

St = min (4.e, 45 cm) = 45cm > 33cm

Condition vérifiée

- Vérification des contraintes :

FPN → On doit vérifier σ<sub>bc</sub> =  $\frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II-56 Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	7,79	2,92	4713,12	4,82	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

1)  $\frac{h}{l} \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Leftrightarrow 0,097 \geq 0,0625 \dots \dots \dots$  vérifiée

2)  $A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 \times 10^{-4} \leq 1,26 \times 10^{-3} \dots \dots \dots$  Vérifiée

3) L < 8m. .... Vérifiée

II.2.1.1.3 Etude de la poutre brisée :

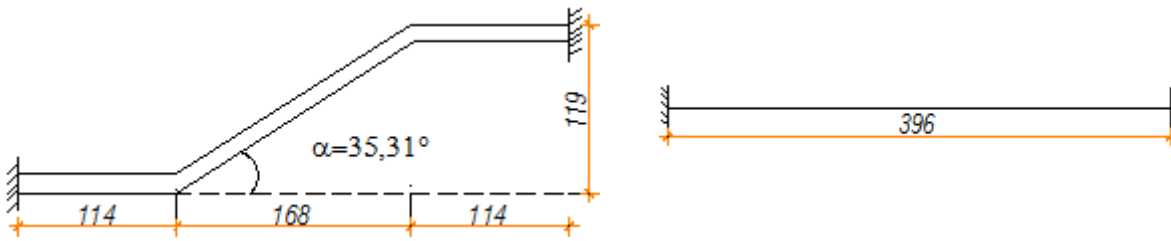


Figure II-29 Schéma statique de la poutre brisée

➤ Dimensionnement :

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 2 \times 114 + \frac{168}{\cos 35,31} = 4,33\text{m} \Leftrightarrow 28,86\text{cm} \leq h \leq 43,3\text{cm}$$

• Exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend } \begin{cases} b = 30\text{cm} \\ h = 40\text{ cm} \end{cases} \quad (30 \times 40)$$

- Définition des charges :

La poutre brisée est soumise à :

Son poids propre :  $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3\text{KN/m}$

Les charges transmises par les volées :

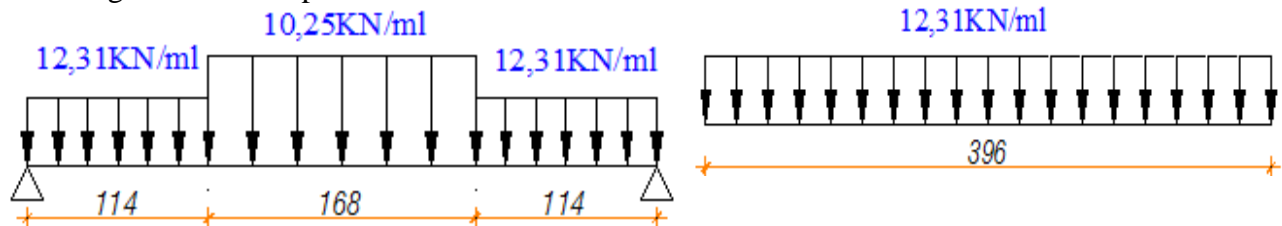


Figure II-30 Charges sur la poutre brisée

- Calcul des sollicitations :

**ELU** :  $P_U = 1,35g_0 + 12,31 = 16,36\text{KN/ml}$

**ELS** :  $P_S = g_0 + 8,87 = 15,31\text{KN/ml}$

$$M_0^{MAX} = \frac{P \times l^2}{8}$$

$$M_a^{MAX} = -0,5 M_0^{MAX}$$

$$M_t^{MAX} = 0,85 M_0^{MAX}$$

$$V_{MAX} = \frac{P \times l}{2}$$

Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaison	P (KN/m)	$M_0^{MAX}$ (KN.m)	$M_t^{MAX}$ (KN.m)	$M_a^{MAX}$ (KN.m)	V (KN)
ELU	16,36	32,04	27,23	-16,02	32,39
ELS	15,31	30,01	25,50	-15	30,31

➤ Ferrailage a la flexion simple:

$$\begin{cases} h = 40 \\ d = 38\text{cm} \end{cases} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Armature longitudinales} \end{array} \right.$$

Tableau II-57 ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{calculé} \geq A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	27,23	0,013	0,016	0,377	2,07	1,37	Vérifier
appui	-16,02	0,007	0,008	0,378	1,21	1,37	Pas Vérifier

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V^{max} = 32,39\text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,28\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

➤ **Ferraillage de la poutre en torsion :**

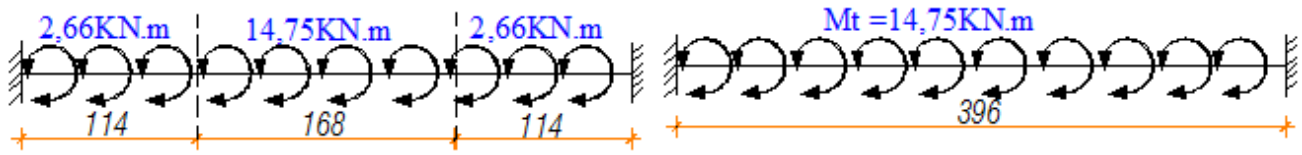


Figure II-31 Moments de torsion dans la poutre palière.

- **Moment de torsion max :**

$$M_T = \frac{M_a \times l}{2} \leftrightarrow M_T = 29,20 \text{ kN.m}$$

- **Contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} \quad \left| \quad e = \frac{\phi}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\tau_{tot}^{tor} = 3,35 \text{ MPa} > \tau^{admis} = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

→ **Risque** de rupture par cisaillement, on doit augmenter les dimensions de la section (bxh)= (35x40) cm<sup>2</sup>

Tableau II-58 Les nouveaux résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

$P_U$ (KN/m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_T$ (MPa)	$\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2}$ (MPa)	$\tau_{admi}$ (MPa)
17,03	28,38	16,69	33,72	0,25	2,46	2,47	3,33

→ Pas risque de rupture par cisaillement.

➤ **Ferraillage a la flexion simple:**

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ d = 38 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau II-59 Ferraillage après augmentation de la section

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{calculé} \geq A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	28,38	0,013	0,016	0,377	2,16	1,60	Vérifier
appui	-16,69	0,008	0,010	0,378	1,26	1,60	Pas Vérifier

- **Armature longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \quad \left\{ \begin{array}{l} U = 2[(b - e) + (h - e)] = 126 \text{ cm} \\ \Omega = 986 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \leftrightarrow A_l = 5,36 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversales en torsion :**

$$A_t = \frac{M_t \times t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \leftrightarrow A_t = 0,85 \text{ cm}^2$$

$\left\{ \begin{array}{l} t: \text{espacement entre les armatures} \\ \text{soit } t=15 \text{ cm en travée} \\ t= 10 \text{ cm en Appuis.} \end{array} \right.$

- **Armature transversales en flexion simple :**

$$t = 20 \text{ cm} < \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 34,2 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times t}{f_e} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \left( \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28}}{0,8 \times f_e} \right) \times b \times t < 0 \quad \leftrightarrow A_t = 0,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion sur le ferraillage de la poutre brisé :**

- **Armatures transversales :**  $A_t = A_t^{torsion} + A_t^{flexion} = 0,85 + 0,52 = 1,37 \text{ cm}^2$
- **Armatures longitudinales :**



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appuis :} \\ A_l^a = 1/2 A_l^{tor} + 1/2 A_l^{flexio} = 3,94\text{cm}^2 \\ A_l^a = 3\text{HA}14 = 4,62\text{cm}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée :} \\ A_l^t = 1/2 A_l^{tor} + A_l^{flexio} = 4,84\text{cm}^2 \\ A_l^t = 5\text{HA}12 = 5,65\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^{torsion} + A_t^{flexion} = 0,85 + 0,7 = 1,55\text{cm}^2 \\ A_t = 1\text{cadre } \phi_8 + 1\text{étrier } \phi_8 = 2,01\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ Vérifications à l'ELS :

Tableau II-60 Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	26,35	10,45	56409,16	4,88	15	Vérifiée
En appuis	-15,5	9,62	48267,63	3,08	15	Vérifiée

• Vérification de la flèche :

I.  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0}\right) \Leftrightarrow 0,101 \geq 0,07 \dots\dots\dots$  vérifiée

II.  $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 4,89 \times 10^{-4} \leq 10,5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots$  Vérifiée

III.  $L < 8m \dots\dots\dots$  Vérifiée

Schéma de ferrailage :

Volée 1 et 3 :

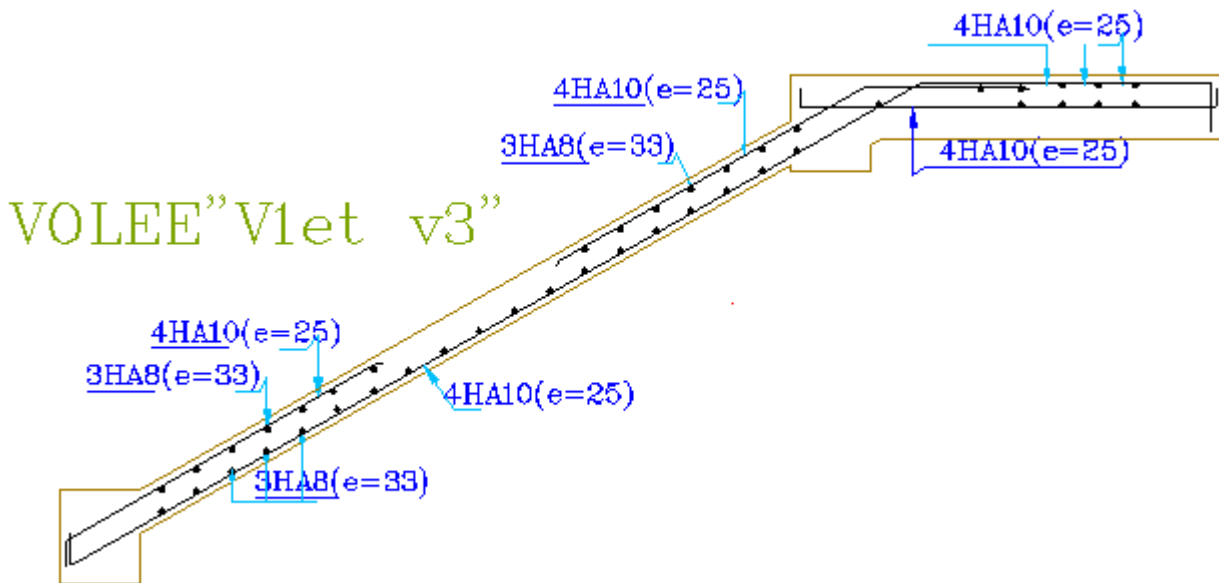


Figure II-32 Schéma de ferrailage de l'escalier

Volée 2

# VOLEE "V2"

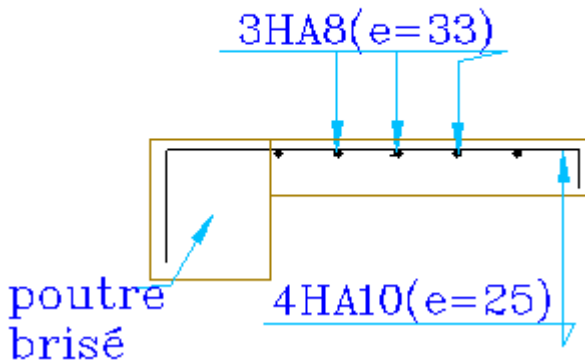


Figure II-33 Ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie de l'escalier

**Poutre brisé :**

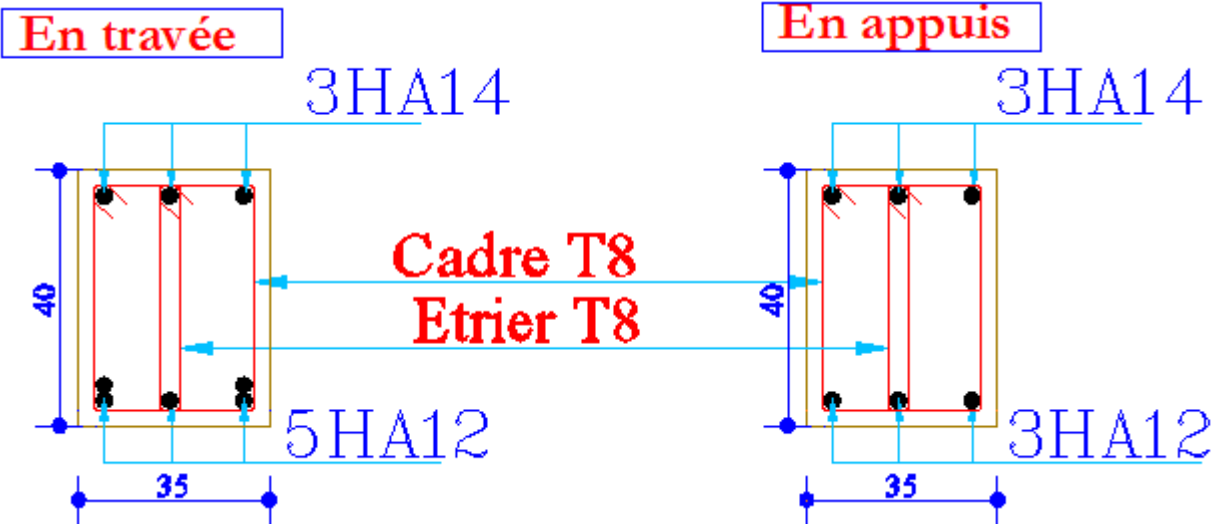


Figure II-34 Ferrailage de la poutre brisé

**Etude de l'Ascenseur :**

L'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 6 personnes .Ses caractéristiques sont les suivantes :

- V= 0,63 m/s : Vitesse de levage.
- P<sub>m</sub> = 15 KN : Charge due à la salle de machine.
- D<sub>m</sub> = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F<sub>c</sub> = 50 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- B<sub>s</sub> × T<sub>s</sub> = 1,80 × 1,80 m<sup>2</sup> dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

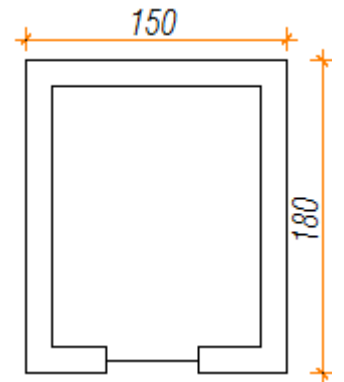


Figure II-35 Schéma de l'ascenseur

**II.4.1 Dimensionnement de la dalle :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \frac{150}{180} = 0,83 > 0,4 \rightarrow \text{dalle fléchie selon les deux sens} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3,33 \leq$$

$$e \leq 3,75$$

$$\begin{cases} e \geq 11\text{cm pour } 2\text{h de coupe de feu} \\ e \geq 14\text{cm pour l'isolation phonique} \end{cases} \Rightarrow e = 14\text{cm}$$

**Tableau II-61** Evaluation des charges de l'Ascenseur

Poids propre de la dalle et de revêtement (KN/m <sup>2</sup> )	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN/m <sup>2</sup> )	Poids total (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )
$G_1 = 25 \times 0,14 + 22 \times 0,04$	$s = l_x \times l_y \rightarrow 1,50 \times 1,80$	$G_2 = F_c/S \rightarrow 50/(1,50 \times 1,80)$	$G^t = G_1 + G_2$	1
$G_1 = 4,38$	$s = 2,7$	$G_2 = 18,51$	$G^t = 22,89$	

**II.4.1.1 Cas d'une charge répartie :**

- calcul des sollicitations :

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times G^t + 1,5 \times Q \rightarrow q_u = 32,04 \text{KN/m}^2$

- Evaluation des moments:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,83 \\ \nu = 0 \\ \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{array} \right.$$

Sens x-x' :

$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 3,80 \text{KN.m}$

Sens y-y' :

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 2,46 \text{KN.m}$

- Calcul du moment réel :

En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 3,23 \text{KN.m}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 2,09 \text{KN.m}$

En Appuis :  $M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -1,9 \text{KN.m}$

- Ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à

**Tableau II-62** ferrailage de la dalle d'ascenseur.

sens	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
x-x	3,23	-1,9	0,78	0,45	1,21	3HA10=2,36	3HA10=2,36	33
y-y	2,09	-1,9	0,50	0,45	1,21	3HA10=2,36	3HA10=2,36	33

- Vérification de L'espace :

FPN  $\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \min(3 \times e, 33 \text{cm}) \Leftrightarrow S_{tx} \leq 33 \text{cm} \\ S_{ty} \leq \min(4 \times e, 45 \text{cm}) \Leftrightarrow S_{tx} \leq 45 \text{cm} \end{array} \right.$

- Vérification de l'effort tranchant :

**Tableau II-63** Vérification de l'effort tranchant

$V_U$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_{limite}$ (MPa)	Observation	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
16,21	0,135	1,16	$A_t$ sont pasnécessaire	3,33	vérifier

- vérification à l'ELS :

$q_s = G^t + Q = 23,89 \text{KN/}$

- Evaluation des moments:

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 3,20 \text{KN.m}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 2,40 \text{KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,83 \\ \nu = 0,2 \\ \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{array} \right.$$

En travée :

Sens x-x' :  $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 2,72 \text{KN.m}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 2,04 \text{KN.m}$

En Appuis :

$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -1,6 \text{KN.m}$

- Vérification des contraintes :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau II-64** Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	2,72	2,36	2,58	3713,71	1,88 < 15	64,62 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 1,6	2,36	2,58	3713,71	1,11 < 15	60,79 < 201,63	Vérifiée

- Vérification de La flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 14 \text{ cm} > 6,37 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{La vérification de} \\ \text{la flèche n'est pas} \\ \text{nécessaire} \end{array} \right.$$

➤ Cas d'une charge concentrée :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a_0 + h + 2\xi h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi h_0, \xi = 0,75 \text{ le revêtement est moins résistant} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} - h_0: \text{ épaisseur de la dalle} \\ - h: \text{ épaisseur de revêtement} \\ - a_0 \text{ et } U \text{ sont } \parallel \text{ à } l_x \\ - b_0 \text{ et } V \text{ sont } \parallel \text{ à } l_y \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 80 + 14 + (2 \times 0,75 \times 4) = \mathbf{100\text{cm}} \\ V = 80 + 14 + (2 \times 0,75 \times 4) = \mathbf{100\text{cm}} \end{array} \right.$$

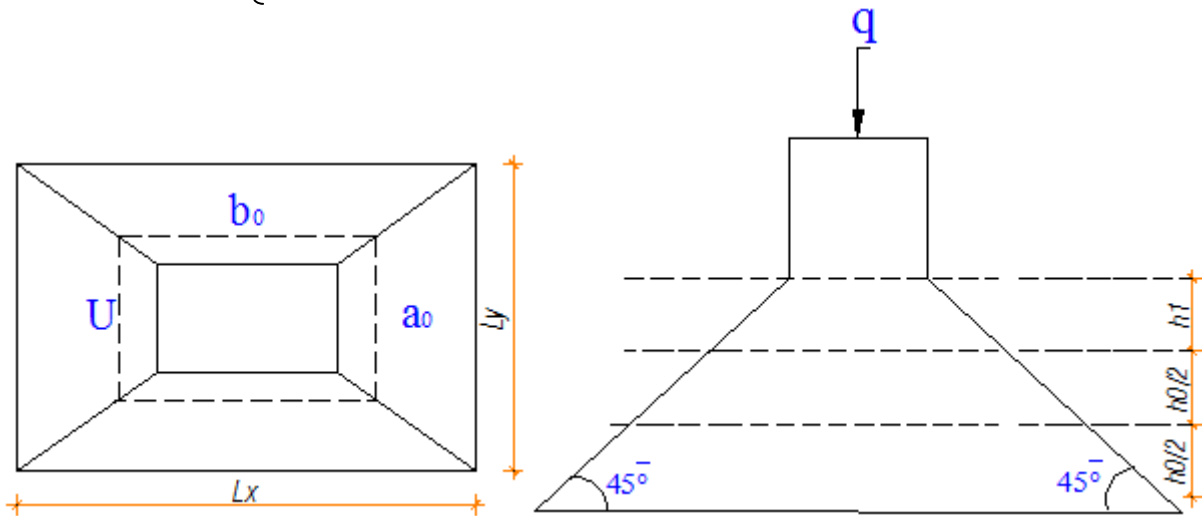


Figure II-36 Schéma représentatif de la surface d'impact

➤ Evaluation des moments Mx et My du système de levage :

• Calcul à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ à l'elu} \\ v = 0,2 \text{ à l'els} \end{array} \right.$$

On'a :  $g = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = \mathbf{63 \text{ KN}}$

$Q = 1,35 \times g = 85,05 \text{ KN/m}^2$

$M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $U/l_x$ ,  $V/l_y$  et  $\rho$ .

$l_x/l_y = 0,83$ ,  $U/l_x = 100/150 = 0,66$ ,  $V/l_y = 100/180 = 0,55$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,83 \\ v = 0 \\ \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{array} \right.$$

En utilisant l'abaque de **Piguaut** (ANNEXEIII) on obtient :

$M_1 = 0,082$ ,  $M_2 = 0,055$

$M_1^x = 0,082 \times 85,05 \times (1,00 \times 1,00) \Rightarrow M_1^x = 6,97 \text{ KN.m}$

$M_1^y = 0,055 \times 85,05 \times (1,00 \times 1,00) \Rightarrow M_1^y = 4,67 \text{ KN.m}$

➤ Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle a l'ELU :

$q = 1,35G + 1,5Q \Leftrightarrow 1,35 \times 4,38 + 1,5 \times 1 = 7,41 \text{ KN/ml}$

$M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,88 \text{ KN.m}$

$M_2^y = \mu_y \times M_2^x = 0,57 \text{ KN.m}$

➤ **La superposition des moments donnés :**

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,97 + 0,88 = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 4,67 + 0,57 = 5,24 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant **d=12cm**

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 6,67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 4,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5M_x = -3,92 \text{ KN.m}$$

**Tableau II-65** Ferraillage de la dalle de la salle des machines.

sens	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_a^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A_t^{adop}$ ( $cm^2$ )	$A_a^{adop}$ ( $cm^2$ )	St (cm)
x-x	6,67	-3,92	1,62	0,95	1,21	4HA10=3,14	4HA10=3,14	25
y-y	4,45	-3,92	1,08	0,95	1,21	4HA10=3,14	4HA10=3,14	25

**Vérification de L'espaceur :**

**Vérification au poinçonneme**  $FPN \Leftrightarrow \left\{ S_t \leq \min(3 \times e, 25cm) \right.$

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (100 + 100) = 400 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,00 \times 0,14 \times 25}{1,5} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Avec : } U_c \text{ Périmètre du rectangle d'impact} \\ 85,05 \leq 420 \end{array} \right\}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V_U = V_V = \frac{Q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1} = 28,35 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{MAX}}{b \times d} = \frac{16,21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

- **Moment engendré par le système de levage :**  $q_{ser} = 63 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = 5,86 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 4,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_s = 4,38 + 1 = 5,38 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = \mu_y \times M_2^x = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,83 \\ v = 0,2 \\ \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases}$$

➤ **La Superposition des Moments:**

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 5,86 + 0,7 = 6,58 \text{ KN.m} \quad | \quad M_y = M_1^y + M_2^y = 4,49 + 0,54 = 5,03 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\begin{array}{l} \text{En travée et} \\ \text{Appui} \rightarrow \end{array} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 6,58 = 5,59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 5,03 = 4,27 \text{ KN.m} \\ M_a^x = M_a^y = -0,5 \times 6,58 = -3,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes :**

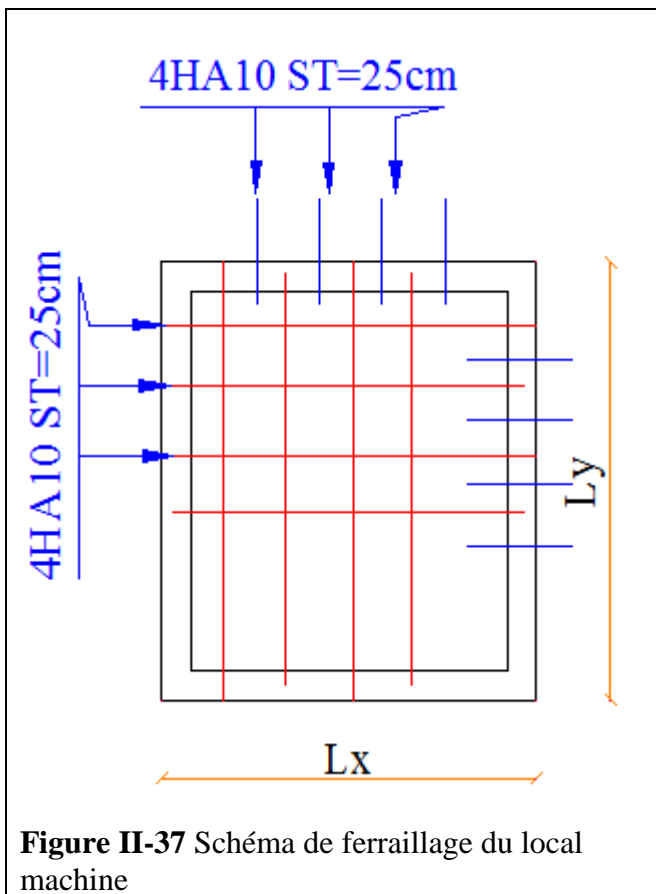
Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau II-66** Vérification des contraintes a l'ELS de la dalle salle machine

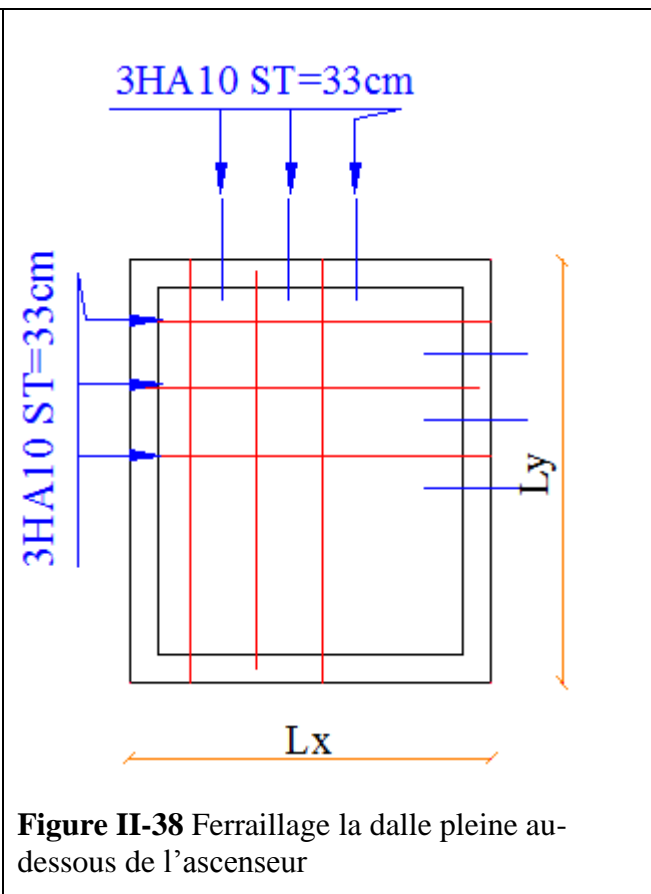
Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	5,59	3,14	2,92	4713,12	3,46 < 15	161,87 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 3,29	2,01	2,92	4713,12	1,59 < 15	153,45 < 201,63	Vérifiée

- Vérification de La flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 14 \text{ cm} > 6,37 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{La vérification de} \\ \text{la flèche n'est pas} \\ \text{nécessaire} \end{array} \right.$$



**Figure II-37** Schéma de ferrailage du local machine



**Figure II-38** Ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

**II.5 Etude de l'acrotère de la terrasse inaccessible :**

**II.5.1 Hypothèses de calculs :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre linéaire.
- La fissuration est considérée nuisible

**II.5.2 Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère :**

L'acrotère est soumis à deux types de charges :  
Charges revenant à l'acrotère situation courante

**Tableau II-67** Charges revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
80	10	0.0885	2.213	0.27	2.483	1

○ Charge sismique

D'après le **RPA99V2003**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.483 = 1.192 \text{ KN}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

**C<sub>p</sub>**: Facteur de force horizontale (**C<sub>p</sub> = 0,8**).

**W<sub>p</sub>**: Poids de l'acrotère. **RPA99V2003 Art. 6.2.3, Tableau 6.1**



**I. Calcul des sollicitations de l'acrotère :**

**II. Calcul du centre de gravité :**

$$X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \Leftrightarrow X_g = 5.89 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \Leftrightarrow Y_g = 43.29 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à

$$N_G = 2,483 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow 1 \times 0,8$$

$$M_Q = F_p \times Y_G \Rightarrow 1,192 \times 0,4329$$

$$M_Q = 0,8 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 10.5160 \text{ KN.m}$$

**Tableau II-68** Combinaisons d'actions de l'acrotère.(sollicitation revenu a l'acrotère)

Combinaisons	ELU Fondamental	ELU Accidentel	ELS
Sollicitations	1,35G + 1,5Q	G + Q + E	G + Q
N (KN)	3.35	2.483	2.483
M ( KN.m)	1.2	0.41	0.80
V(KN)	1.5	2.192	1

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = 0,35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

$$\frac{h}{6} = 0,133 \text{ m} > 0$$

Le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la FS. soumis a un moment  $M_{ua} = N_U \times e$

Les éléments soumis a la FC doivent être justifie vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

**CBA93 (Article A.4.3.5)**

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_1$  et  $e_2$  telle que :

On remplace l'excentricité réelle ( $e_0 = \frac{M_U}{N_U}$ ) par une excentricité total :  $e = e_0 + e_1 + e_2$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du premier ordre de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles.

$$\begin{cases} e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm} \\ e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \end{cases} \quad \dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

Avec :  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \Leftrightarrow \alpha = 0$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$l_f$ : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1,6\text{m}$

$h$ : Portée de l'élément = 80 cm.

$h_0$ : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc :  $e_2 = \frac{3 \times 1,6^2 \times (2 + 2 \times 0)}{10^4 \times 0,1}$

$e = e_0 + e_1 + e_2 = 0,35 + 0,02 + 0,01536 = 0,385\text{m}$

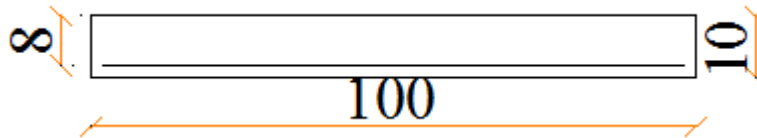
- Les sollicitations de calcul à l'ELU deviennent:

$N_U = 3,35\text{KN}$

$M_U = N_U \times e = 1,28\text{KN.m}$

**III.3.4. Ferrailage de l'acrotère :**

- Calcul à l'ELU :



**Figure II-39** Schéma statique de l'acrotère  
**Tableau II-69** Section droite de l'acrotère à ferrailer

Mua (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A1 (cm <sup>2</sup> /ml)	AS (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
1.38	0.015	0.018	0.079	0.50	0.40	0.97

- Choix des armatures :

Sens principal :  $A_S = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

- Armatures de répartition :

Sens secondaire  $A_{\text{repa}} = \frac{2,01}{4} = 0,50\text{cm}^2/\text{ml}$  soit  $A_{\text{repa}} = 4\text{HA}6 = 1,13\text{cm}^2$

- Calcul des espacements :

Sens principales :  $st \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

Sens secondaire :  $st \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

- Vérifications à l'ELU :

- Vérification au cisaillement : On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

ELU :  $V_U = F_p + Q = 2,192\text{KN.m}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,192 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,0274\text{MPa}$

$\bar{\tau}_u \leq \min \left[ 0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right] \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification l'ELS :

- Les vérifications à faire dans le cas d'une fissuration nuisible sont :

La contrainte limite dans le béton et La contrainte limite dans les aciers

- Vérification des contraintes :

$M_{ser} = 0,8\text{KN.m}$ ,  $N_{ser} = 2,483\text{KN}$ ,  $d = 0,08\text{m}$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_s}{\mu_t} \times y \\ \sigma_{st} = 15 \times N_s \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \text{FN} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63\text{MPa} \end{cases}$$

$\eta = 1,6$  (pour les aciers de haute adhérence)

Calcul de Y :  $y = y_c + c$



Position de centre de poussée :  $e = e_G \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,8}{2,483} - \frac{0,1}{2} = 0,272$

D'après la convention du BAEL c'est un effort de compression donc :  $C = -0,272$

$$\begin{cases} \mathbf{P} = -3C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = -0,22\mathbf{m} \\ \mathbf{q} = -2C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = 0,038\mathbf{m} \end{cases}$$

On 'a :  $Y_C^3 + P Y_C + q = 0$

La solution de l'équation (1) dépend de  $\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 = -1.33 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,272 \leq y_c \leq 0,372$$

$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 0,542 \\ \varnothing = \cos^{-1} \left( \frac{3q}{2p} \sqrt{-3/p} \right) = 163,08^\circ \end{cases} \begin{cases} y_{c1} = a \cos \left( \frac{\varnothing}{3} \right) = 0,315\mathbf{m} \\ y_{c2} = a \cos \left( \frac{\varnothing}{3} + 120^\circ \right) = -0,539\mathbf{m} \\ y_{c3} = a \cos \left( \frac{\varnothing}{3} + 240^\circ \right) = 0,223\mathbf{m} \end{cases}$$

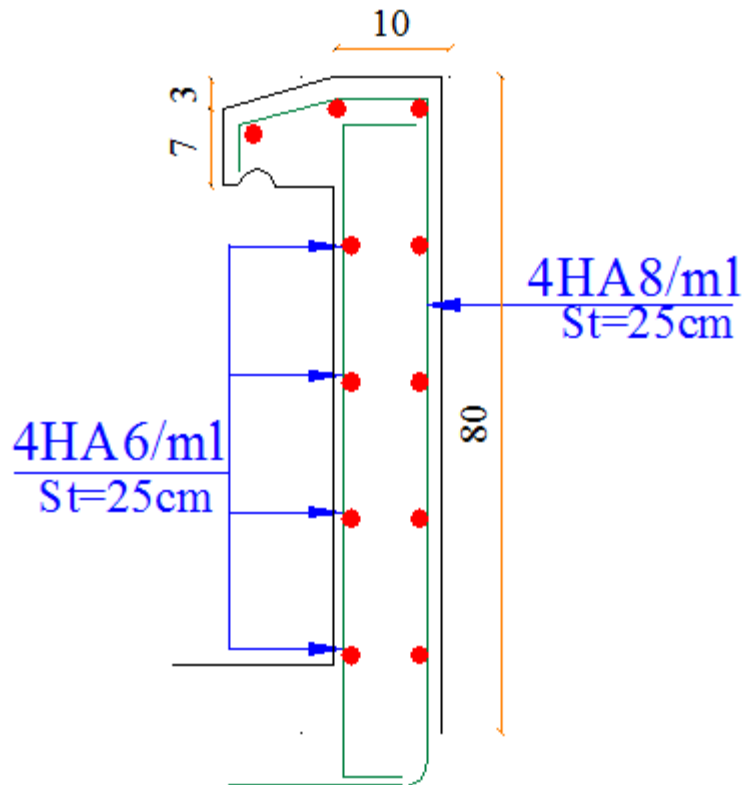


Figure II-40 Schéma de ferrailage de l'acrotère

**II.6 Etude de la poutre de chaînage :**

**II.6.1 Dimensionnement**

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être Supérieure ou égale à **15 cm** ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

**Condition de la flèche :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA 99/2003**

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad h/b < 4 \rightarrow \text{Soit : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

• **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

**Poids propre :**  $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

**Poids du mur :**  $G_{Mur} = 2,75 \times (2,89 - 0,2) = 7,4 \text{ KN/ml}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

**ELU:**  $q_u = 1,35 \times (2,625 + 7,4) = 13,52 \text{ KN/m}$  | **ELS:**  $q_s = (2,625 + 7,4) = 10,025 \text{ KN/m}$

**Moments isostatiques :**

**ELU :**  $M_0^u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 29,81 \text{ KN.m}$

**ELS :**  $M_0^s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 22,10 \text{ KN.m}$

**Moments en travée:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 25,33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^s = 0,85 \times M_0^s = 18,78 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Moments en appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_a^u = -0,4 \times M_0^u = -11,92 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^s = -0,4 \times M_0^s = -8,84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Ferraillage à l'ELU :**

**Tableau II-70 Résultats du ferraillage de la poutre de chaînage**

Position	M (KN/m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	25,33	0,0546	0,0702	0,3207	2,27	2HA12+1HA8=2,76
Appui	-11,92	0,0256	0,0324	0,3257	1,05	2HA12+1HA8=2,76

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,39 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,286 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$\tau_u < \tau_u$  ↔ **Pas de risque de rupture par cisaillement.**

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_1 \right) \rightarrow \emptyset_t \leq 1 \text{ cm .}$$

$$A_t = 1 \text{ cadre } \emptyset_8 + 1 \text{ étrier } \emptyset_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} \quad S_t \leq 67 \text{ cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2})$$

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = 29,25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm .}$$

- **Vérification des contraintes :**

**Tableau II-71 Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre de chaînage**

	$M^s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
Travée	18,78	8,26	30975,19	$5,01 \leq 15$	Vérifiée
Appui	8,84	8,26	30975,19	$2,36 \leq 15$	Vérifiée

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{35}{420} = 0,083 \geq \max \left[ \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0,062 \\ \frac{A_s}{b \times d} = 0,0028 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \\ L = 4,20\text{m} < 8\text{m} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schémas de ferrailage :

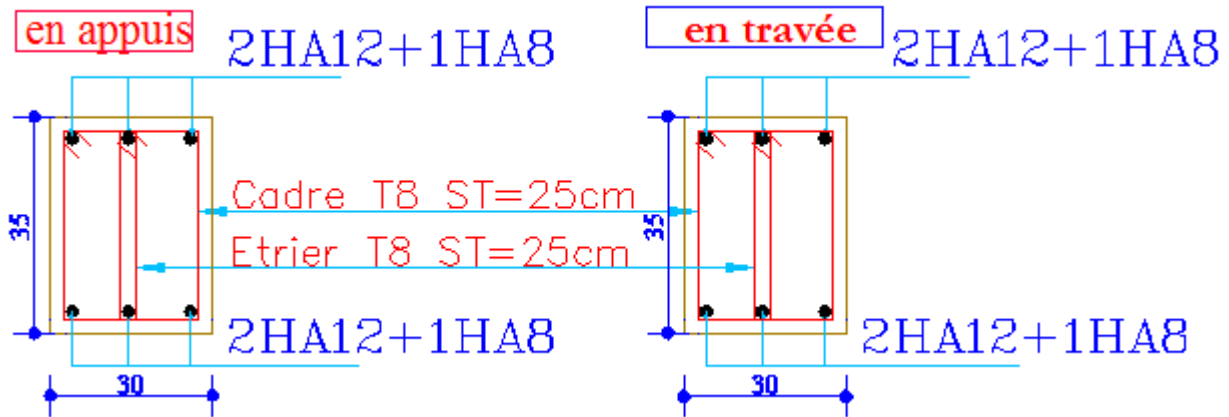


Figure II-41 Ferrailage de la poutre de chaînage

# **III. Chapitre3 Etude sismique**

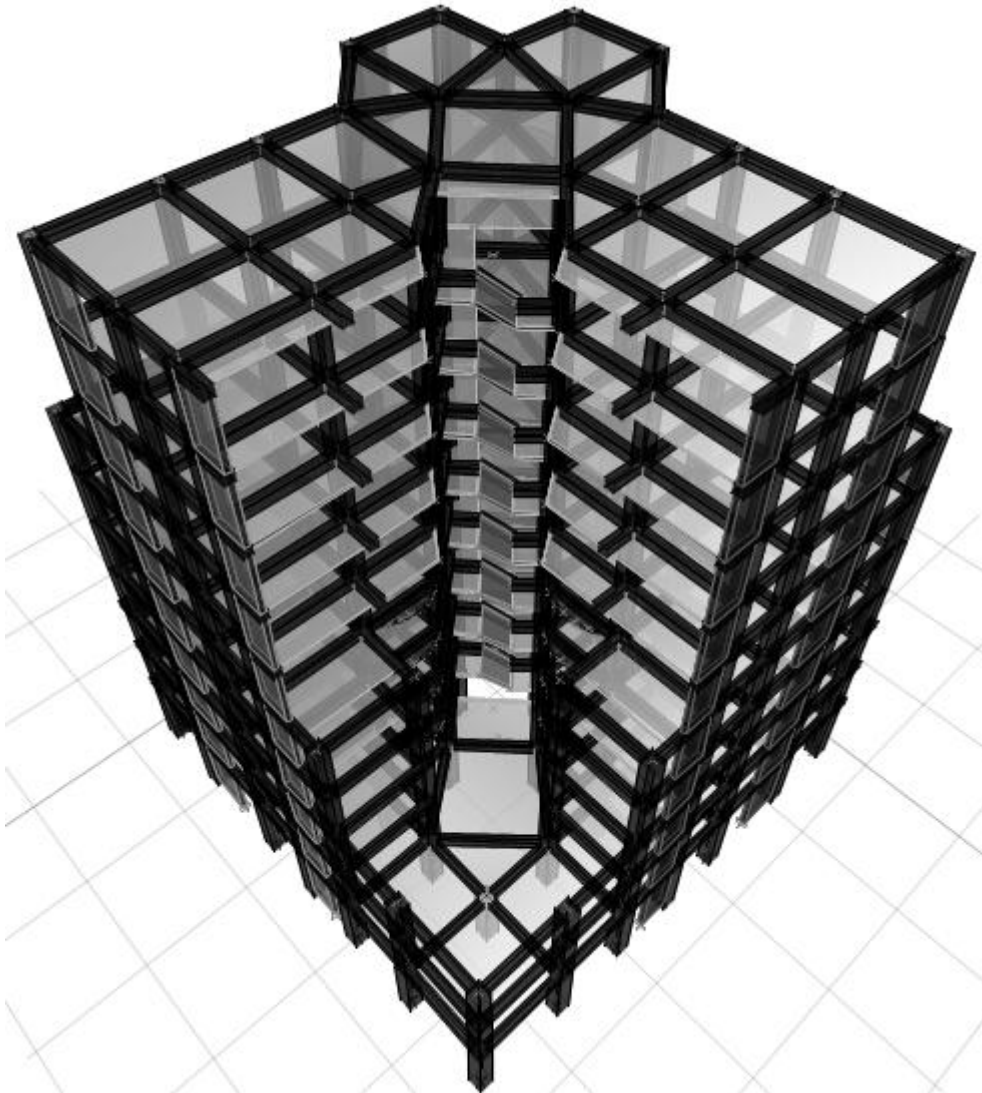
### III.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains, Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique.

### III.2. Modélisation

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS 2016 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (ETABS 2016) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.



**Figure III-1** Vue en 3D de la modélisation de la structure

### III.3. Méthodes de calcul des forces sismiques

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes (d'après RPA99v2003).

#### 1. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, car le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan et en élévation, et la hauteur de bâtiment  $H_{structure} > 23 \text{ m}$  (RPAV2003) (4.1.2).

#### 2. Méthode dynamique

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale, dont l'utilisation est simplifiée avec le logiciel ETABS2016.

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

#### III.3.1 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

D'après le **RPA99V2003 (4.1)**, la force sismique  $V_{st}$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment}$$

Tel que :

**A: Coefficient d'accélération de zone (RPA99v2003 (tableau 4.1))**

Zonage sismique (IIa)

Groupe d'usage (2)  $\rightarrow A=0.15$

**R: Coefficient de comportement de la structure (RPA99v2003 (tableau 4.3))**

Pour notre projet on adopte à un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction  $\rightarrow R=5$

**D: Facteur d'amplification**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

**Avec :**  $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (RPA99/version 2003 (Tableau 4.2))

$$\xi = (10+7)/2 = 8,5\% \rightarrow \eta = 0,816$$

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$$\left. \begin{array}{l} \text{Site ferme (S3) : } T_1=0,15\text{s} \\ T_2= 0,50\text{s} \end{array} \right\}$$

**➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

D'après le **RPA99/2003(Art 4.2.4)** la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions suivantes :

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \quad \text{RPA99v2003 (4.6)}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA99v2003 (4.7)}$$

Avec :

$h_n$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_n = 29,41 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau : **RPA99v2003 (Tableau 4.6)**

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé : **CT= 0,050**

L : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_{X,Y} = 0,05 \times 29,41^{\frac{3}{4}} = 0,631 \text{ s}$$

Ce qui donne:  $T_X = T_Y = \min(0,631; 0,551) = 0,551 \text{ s}$

$$\begin{cases} L_X = 23.03 \text{ m} \\ L_Y = 23.03 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_X = 0,551 \text{ s} \\ T_Y = 0,551 \text{ s} \end{cases}$$

On a donc  $T_2 \leq (T_{x,y}) \leq 3 \text{ s} \rightarrow D = 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)$

$$D'ou : D_x = D_y = 1,85$$

**Q**: Facteur de qualité

Sa valeur est déterminée par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  **RPA99v2003 (4.4)**

Avec :  $P_q$  : Pénalités à retenir, selon la satisfaction des critères de qualité

**Tableau III-1** Valeurs des pénalités  $P_q$

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0,05	0,05
2	Redondance en plan	Non	Non	0,05	0,05
3	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
4	Régularité en élévation	Non	Non	0,05	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Non	Non	0,05	0,05
6	Contrôles d'exécution	Non	Non	0,1	0,1
$\sum P_q$				0,35	0,35

**W**: Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (habitation) et  $\beta = 0,6$ (commerce)

En utilisant le logiciel ETABS20016 la valeur calculée du poids total de la structure est :

$$W = 41127,324 \text{ KN}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{st}^x = V_{st}^y = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,85 \times 1,35}{5} \times 41127,324 = 3081,4647 \text{ KN.}$$

### ➤ Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

### III.3.2 Caractéristique du spectre :

✓ Dispositions des voiles de contreventement :

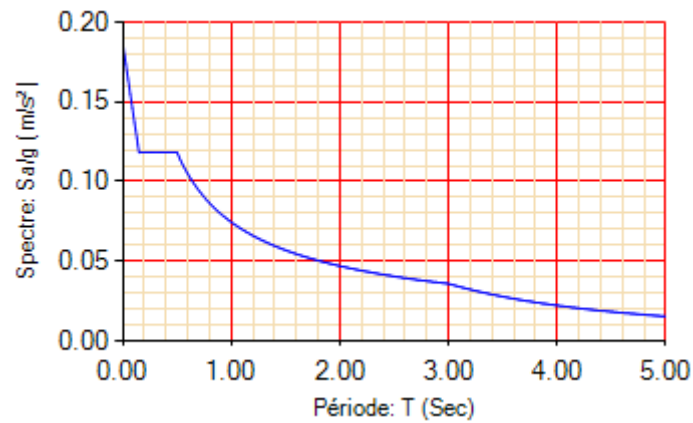


Figure III-2 Spectre de réponse (Selon X et Y)

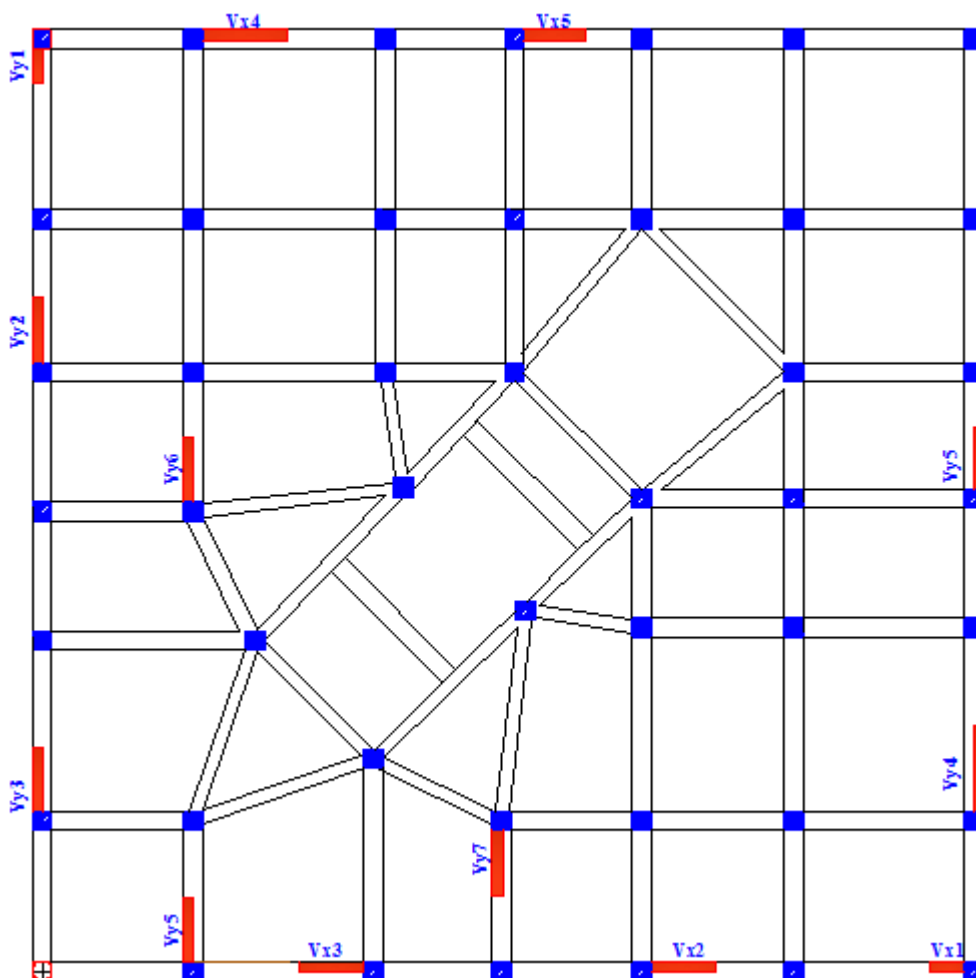


Figure III-3 Plan de disposition des voiles de contreventement

### III.3.3 Vérification et justification des exigences du RPA99v2003 :

Le RPA99v2003 exige de satisfaire six vérifications principales, qui concernent le comportement dynamique du modèle étudié.

#### 1. Vérification de la résultante de la force sismique à la base :

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Tableau III-2 Vérification de la résultante des forces sismiques



Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	3059,369	2465,1718	Vérifiée
Suivant Y-Y	3206,331	2465,1718	Vérifiée

### Modes de vibration et taux de participation des masses modales

Le RPA99/2003(art 4.3.4) exige que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure

**Tableau III-3** Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Périodes (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
1	0,727	0,6857	0,0225	68,57	2,25
2	0,66	0,0239	0,6868	71,96	69,94
3	0,544	0,0008	0,0038	71,03	70,32
4	0,261	0,1256	0,0021	83,59	70,63
5	0,232	0,0036	0,1318	83,95	83,81
6	0,198	0,0019	0,0016	84,14	83,98
7	0,139	0,0627	0,0004	90,40	84,02
8	0,121	0,0003	0,0663	90,43	90,64
9	0,101	0,0034	0,00002631	90,77	90,65
10	0,085	0,0347	0,0001	94,24	90,66
11	0,073	0	0,0265	94,24	93,31
12	0,071	0,0009	0,0265	94,32	94,08

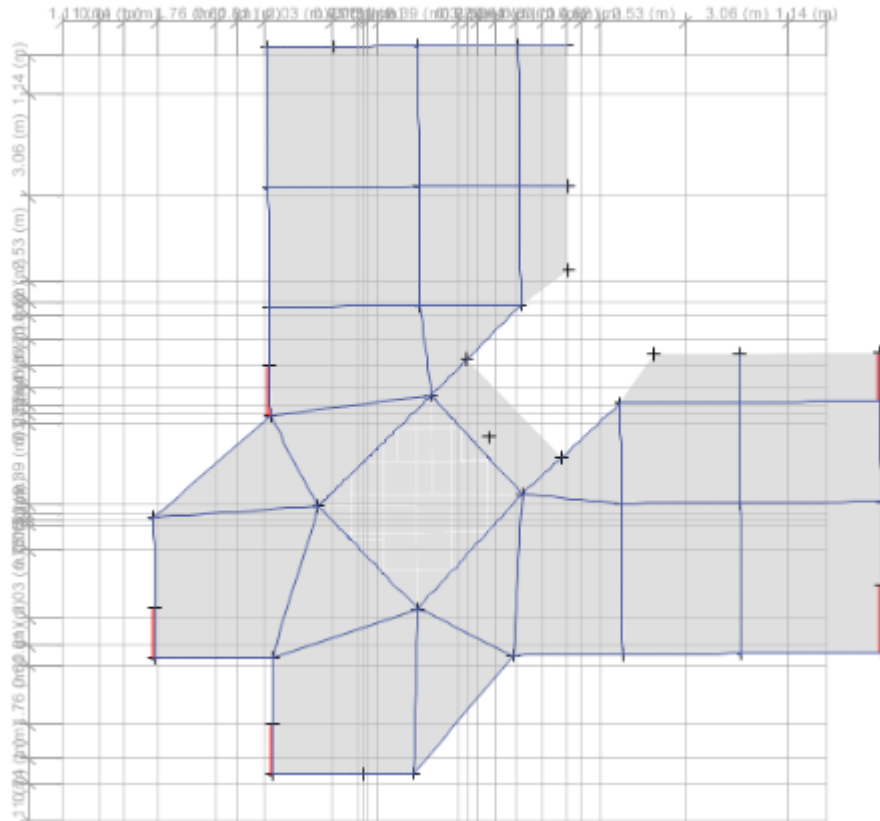
#### ➤ Analyse des résultats :

Le premier mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 68,57 % selon cette direction.

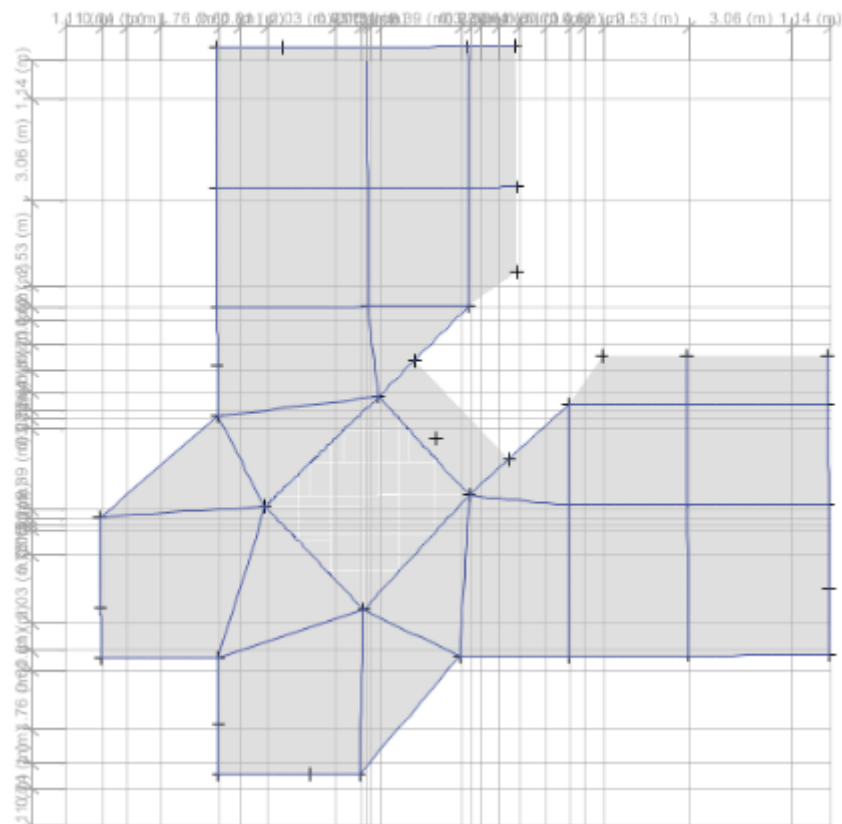
Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 68,68% selon cette direction.

La condition du RPA99v2003 (Art. 4.3.4) relative aux nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 7ème mode dans la direction X, et à partir du 8ème mode dans la direction Y.

**Les figures ci-dessous montrent les trois premiers modes de vibration :**



**Figure III-4** 1er Mode de vibration -Translation suivant l'axe X



**Figure III-5** 2eme Mode de vibration -Translation suivant l'axe Y

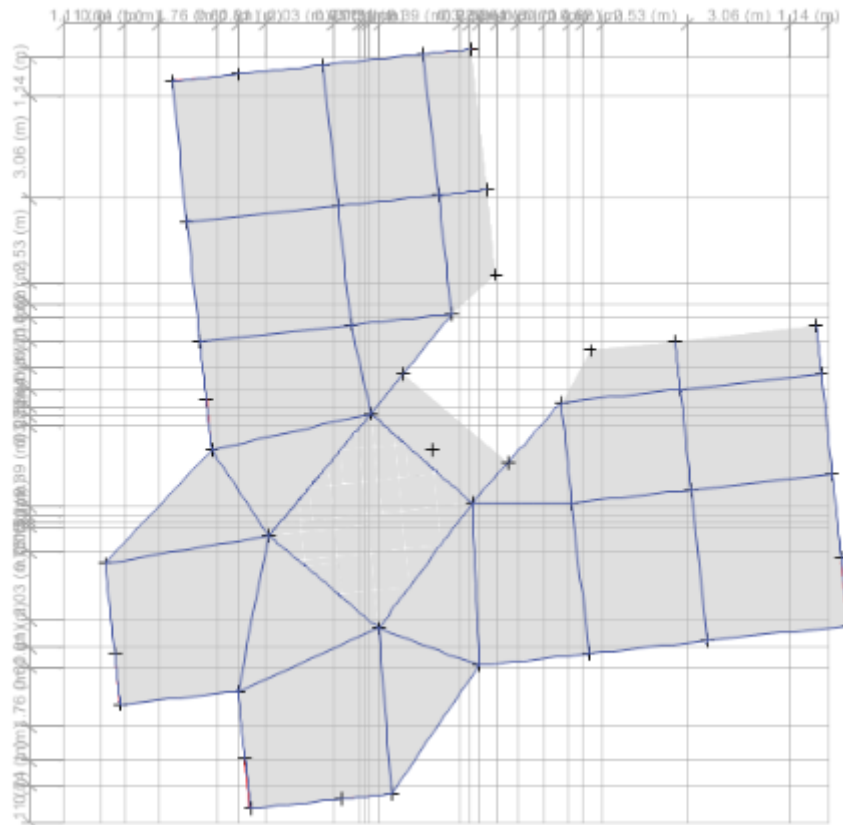


Figure III-63<sup>eme</sup> Mode de vibration Rotation autour de l'axe Z-

**2. Justification de l'interaction voile-portique**

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- **Sous charges horizontales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

**Tableau III-4** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
9 <sup>eme</sup> étage	2327,134	385,844	85,77	14,22
8 <sup>eme</sup> étage	4621	972,282	82,61	17,38
7 <sup>eme</sup> étage	7369,591	1555,289	82,57	17,42
6 <sup>eme</sup> étage	10472,422	2428,833	81,17	18,82
5 <sup>eme</sup> étage	13984,168	3361,042	80,62	19,37
4 <sup>eme</sup> étage	18189,316	3939,313	82,19	17,80
3 <sup>eme</sup> étage	22296,174	4711,226	82,55	17,44
2 <sup>eme</sup> étage	26571,136	5551,812	82,71	17,28

<b>1<sup>er</sup> étage</b>	30926,099	6405,532	82,84	17,15
<b>RDC</b>	36018,123	7501,145	82,76	17,23

**Tableau III-5** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales sens x

Niveaux	Interaction selon X-X			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	544,058	101,936	84,22	15,77
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	736,746	193,659	79,18	20,81
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	877,515	395,152	68,95	31,04
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	1279,744	375,695	77,30	22,69
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	1317,682	683,183	65,85	34,14
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	1709,481	611,395	73,65	26,34
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	1775,256	818,942	68,43	31,56
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	1889,965	907,988	67,54	32,45
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	1893,34	1062,033	64,06	35,93
<b>RDC</b>	1563,518	1497,154	51,08	48,91

**Tableau III-6** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales sens

Niveaux	Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	522,384	137,697	79,13	20,86
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	783,09	290,414	70,16	29,83
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	789,396	535,957	59,56	40,43
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	1189,226	545,293	68,56	31,43
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	1185,6	906,152	56,67	43,32
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	1581,855	861,07	64,75	35,24
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	1595,308	1109,802	58,97	41,02
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	1701,227	1235,558	57,92	42,07
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	1664,542	1427,869	53,82	46,17
<b>RDC</b>	1295,294	1935,258	40,09	59,90

- **Remarque :**

Pour satisfaire la vérification de l'interaction voiles-portiques, on a augmenté les sections des éléments suivants comme suit :

- ✓ **Poteaux**

Etages	RDC		1et2	3et4	5et6	7et8	9
<b>dimensions</b>	65× 65	D50	60× 65	60× 60	55× 55	50× 50	45× 45

- ✓ **Poutres :**

$$\begin{cases} \text{PP} = 35 \times 40 \text{ cm}^2 \\ \text{PS} = 35 \times 40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Voiles :** e = 25cm → RDC

e = 20cm → Etages courants

### 3. Vérification de l'effort normale réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante  $\sigma = \frac{N_{sismique}}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \rightarrow \frac{N}{B} \leq 0.3 f_{c28}$ .

**Tableau III-7** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	b(m)	h(m)	N(KN)	$\nu$	Observation
9 <sup>ème</sup> étage	0,45	0,45	194,401	0,0384002	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	0,50	0,50	308,625	0,04938	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	0,50	0,50	457,381	0,073181	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	0,55	0,55	617,434	0,0816442	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	0,55	0,55	801,275	0,1059537	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	0,60	0,60	1005,372	0,111708	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	0,60	0,60	1224,749	0,1360832	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,60	0,65	1453,874	0,1491153	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,60	0,65	1674,438	0,1717372	Vérifiée
RDC	0,65	0,65	1991,325	0,1885278	Vérifiée

### 1. Vérification vis-à-vis les déformations :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{RPAv2003 (art 4.4.3)}$$

$$\text{Avec: } \delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{RPAv2003 (art 4.4.3)}$$

$\delta_{eK}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement dynamique ( $R=5$ )

**Tableau III-8** Vérifications des déplacements

Niv	$h_K$ (cm)	Sens X					Sens Y				
		$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_K/h_K$	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_K/h_K$
9	289	0,0583	0,29	0	0,2915	0,1008	0,0672	0,33	0	0,336	0,116
8	289	0,0685	0,34	0,29	0,051	0,0176	0,0754	0,37	0,33	0,041	0,014
7	289	0,0792	0,39	0,34	0,0535	0,0185	0,0833	0,41	0,37	0,0395	0,013
6	289	0,0817	0,41	0,39	0,0125	0,0043	0,0865	0,43	0,41	0,016	0,0055
5	289	0,0895	0,44	0,41	0,039	0,0134	0,0891	0,44	0,43	0,013	0,0044
4	289	0,0945	0,47	0,44	0,025	0,0086	0,0876	0,43	0,44	$-8 \times 10^{-5}$	-0,002
3	289	0,0982	0,49	0,47	0,0185	0,0064	0,0863	0,43	0,43	-0,0065	-0,002
2	289	0,097	0,48	0,49	$-6 \times 10^{-5}$	-0,002	0,0796	0,39	0,43	-0,0335	-0,011
1	289	0,0819	0,41	0,48	-0,0755	-0,026	0,0644	0,32	0,39	-0,076	-0,026
RDC	340	0,0381	0,19	0,41	-0,219	-0,064	0,0296	0,14	0,32	-0,174	-0,051

### 1. Vérification vis-à-vis les efforts P- $\Delta$

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (7.1)$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$ : Hauteur de l'étage "k".

- Si  $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_K)$ .
- Si  $\theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats de la vérification sont obtenus dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III-9** Vérification des déplacements

niveau	$h_K$ (cm)	$P_K$ (KN)	Sens-x			Sens-y		
			$\Delta_K$ (cm)	$V$ (KN)	$\phi_K$	$\Delta_K$ (cm)	$V$ (KN)	$\phi_K$
9	289	3105,569	0,002915	538,853	0,0058	0,00336	565,727	0,0063
8	289	5890,281	0,00051	931,833	0,0011	0,00041	983,99	0,0008
7	289	8856,156	0,000535	1284,622	0,0012	0,000395	1355,108	0,0009
6	289	12774,932	0,000125	1672,2	0,0003	0,00016	1763,401	0,0004
5	289	16748,026	0,00039	2022,473	0,0011	0,00013	2136,083	0,0003
4	289	21265,45	0,00025	2351,947	0,0007	$-8 \times 10^{-5}$	2479,586	-0,0002
3	289	25653,881	0,000185	2621,897	-0,0006	$-7 \times 10^{-5}$	2756,104	-0,0002
2	289	30342,984	$-6 \times 10^{-5}$	2834,142	-0,0022	-0,00033	2975,575	-0,0011
1	289	35047,595	-0,00075	2979,963	-0,003	-0,00076	3126,188	-0,0029
RDC	340	41127,324	-0,00219	3059,396	-0,0086	-0,00174	3206,331	-0,0065

- **Remarque** : les valeurs de  $\theta_K$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux dans les deux sens de Calcul (x et y).

#### ❖ Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis De l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit découlent toutes de la Disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout Type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier et justifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

**Tableau III-10** Dimensions finales des éléments structuraux

Etage	RDC et s-sol	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	65×65	60×65	60×60	55×55	50×50	45×45
	D50					
Voiles (cm)	25	20				
PP (cm <sup>2</sup> )	35×40					
PS (cm <sup>2</sup> )	35×40					

# **IV. Chapitre4 Etude des éléments structuraux**

**IV.1 Introduction :**

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations

**IV.2 Etude des poutres**

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Les sollicitations sont obtenues par les combinaisons suivantes :

$$ELU : \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad ELS : G + Q$$

Dont notre cas on a deux types de poutre a calculée:  $\begin{cases} \text{Poutres principales (35}\times\text{40)} \\ \text{Poutres secondaires (35}\times\text{40)} \end{cases}$

**IV.2.1 Recommandation du RPAv2003**

➤ **Coffrage**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{et } \frac{h}{b} \leq 4 \quad (\text{art 7.5.1})$$

✓ **Ferraillage**

**IV.2.1.1 Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1)**

- Le Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre (**en zone II.a**).

$$\begin{cases} \text{Poutres principales (35}\times\text{40)} \rightarrow A_{\min} = 0,5 \% (35\times 40) = 7 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires (35}\times\text{40)} \rightarrow A_{\min} = 0,5 \% (35\times 40) = 7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \quad (\text{zone II.a})$$

**Tableau IV-1** Armatures longitudinales maximales

Poutres	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
	zone courante	zone de recouvrement
<b>P. principale</b>	56	84
<b>P. secondaire</b>	56	84

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale des recouvrements est de : 40Ø en zone II.a

**Avec :** Ø est le diamètre maximal utilisé.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

**IV.2.1.2 Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : **A<sub>t</sub> = 3% S<sub>t</sub> × b**

**Avec :** S<sub>t</sub> : l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\Phi_l) \dots\dots\dots \text{zone nodale (zone II)} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone II)} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \Phi_l : \text{Le petit diamètre} \\ \text{utilisé.} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{array} \right.$$



Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

### Calcul du ferrailage :

Les sollicitations les plus défavorables obtenu par le logiciel ETABS2016 son résumé dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau IV-2** Sollicitations maximales dans les poutres associées aux voiles

Poutres		$M_{travée}$ (KN.m)	Comb	$M_{appui}$ (KN.m)	Comb	$V_{max}$ (KN)	Comb
Poutres principale	Etages courants	142,508	ELA	-159,1982	ELA	274,965	ELA
	Terrasse	63,6991	ELA	-87,9038	ELA	77,696	ELA
Poutres secondaire	Etages courants	165,596	ELA	-171,035	ELA	178,44	ELA
	Terrasse	54,3744	ELA	-62,6124	ELA	55,802	ELA

**Tableau IV-3** Sollicitations maximales dans les poutres non associées aux voiles

Poutres		$M_{travée}$ (KN.m)	Comb	$M_{appui}$ (KN.m)	Comb	$V_{max}$ (KN)	Comb
Poutres principale	Etages courants	83,357	ELA	-108,541	ELA	107,172	ELA
	Terrasse	46,5452	ELU	-78,3729	ELA	94,066	ELU
Poutres secondaire	Etages courants	97,4477	ELA	-94,6423	ELA	94,876	ELA
	Terrasse	38,2649	ELU	-67,1392	ELA	85,971	ELU

### ▪ Ferrailage des poutres :

**Tableau IV-4** Ferrailage des poutres associées aux voiles

Niveau	Poutre	localisation	M (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sub>bre</sub> de barres	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	PP	Travée	142,5081	10,29	7	3HA16+3HA14	10,60
		Appui	-159,1982	11,56	7	3HA16+3HA16	12,06
	PS	Travée	165,596	11,72	7	3HA16+3HA16	12,06
		Appui	-171,035	12,53	7	3HA20+3HA12	12,81
Terrasse	PP	Travée	63,6991	4,41	7	3HA16	6,03
		Appui	-87,9038	6,17	7	3HA14+3HA12	8,01
	PS	Travée	54,3744	3,74	7	3HA16	6,03
		Appui	-62,6124	4,32	7	3HA16	6,03

**Tableau IV-5** Ferrailage des poutres non associées aux voiles

Niveau	Poutre	localisation	M (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sub>bre</sub> de barres	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	PP	Travée	83,357	5,83	7	3HA16	6,03
		Appui	-108,541	7,73	7	3HA14+3HA12	8,01
	PS	Travée	97,4477	6,88	7	3HA14+3HA12	8,01
		Appui	-94,6423	6,68	7	3HA14+3HA12	8,01
Terrasse	PP	Travée	46,5452	3,69	7	3HA16	6,03
		Appui	-78,3729	5,47	7	3HA16	6,03
	PS	Travée	38,2649	3,02	7	3HA16	6,03
		Appui	-67,1392	4,66	7	3HA16	6,03

**IV.2.1.3Vérification des armateurs selon RPA99 : (art 7.5.2.1)**

**1. Les armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné  $\phi_t \leq \min(\phi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10})$

**Poutres principales:**  $\phi_t \leq \min(12; 11,42; 35) \text{ mm}$

**Poutres secondaires:**  $\phi_t \leq \min(12; 11,42 ; 35) \text{ mm}$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1 cadre + 1étrier)

**a. Calcul des espacements des armateurs transversaux**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi_t) \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**b. Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b = 0,3 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < A_t^{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2$

**c. Calcul des longueurs de recouvrement :  $L_r \geq 40 \phi$  (Art 7.5.2.1)**

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>
<b>L<sub>r</sub> (cm)</b>	50	60	65

**2. Vérification à l'ELU**

**Contrainte tangentielle maximale**

$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA})$

**Tableau IV-6** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V_u^{max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
<b>P. principales</b>	274,965	2,09	3,33	<b>Vérifiée</b>
<b>P. secondaires</b>	178,44	1,36	3,33	<b>Vérifiée</b>

**3. Vérification à l'ELS**

➤ **Etat limite de compression du béton**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Tableau IV-7** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	locali	$M^{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Obser
<b>principales</b>	<b>Travée</b>	36,3757	10,60	14,58	123370,17	3,12	15	<b>Obs</b>
	<b>Appui</b>	-32,9457	12,06	15,36	135002,42	3,74	15	<b>Obs</b>
<b>secondaires</b>	<b>Travée</b>	8,1892	12,06	15,36	135002,42	0,93	15	<b>Obs</b>
	<b>Appui</b>	-23,625	12,81	15,66	140701,92	2,62	15	<b>Obs</b>

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$\frac{h}{L} \geq \text{Max}(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0}) \dots \dots \dots (1)$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2)$

$L \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots (3)$

**Tableau IV-8** Vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h (cm)	b (cm)	L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	obser
<b>PP</b>	40	35	4,50	6,03	0,1 ≥ 0,06	0,1 ≥ 0,04	0,004 ≤ 0,01	Vérifiée
<b>PS</b>	40	35	4,20	6,03	0,1 ≥ 0,06	0,1 ≥ 0,04	0,004 ≤ 0,01	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Schéma de ferrailage :**

(Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe).

### IV.3 Étude des poteaux :

Le poteau est un élément porteur, soumis à la flexion composée, organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure. Leurs ferrailage se base sur les combinaisons de sollicitations les plus défavorables modélisations avec le logiciel **ETABS2016**, comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \text{ELU} \quad \left. \begin{array}{l} G + Q \end{array} \right\} \text{ELS}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

### IV.3.2 Recommandations de RPA :

#### A. Armatures longitudinales

- $A_{\min} = 0,8\%$  de la section de béton
- $A_{\max} \leftrightarrow \begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante).} \\ 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement).} \end{cases}$
- $\varphi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $l_{\min}$ ) est de  $40\varnothing$ . (zone **II.a**).
- La distance ou l'espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser **25cm**. (zone **II.a**).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure

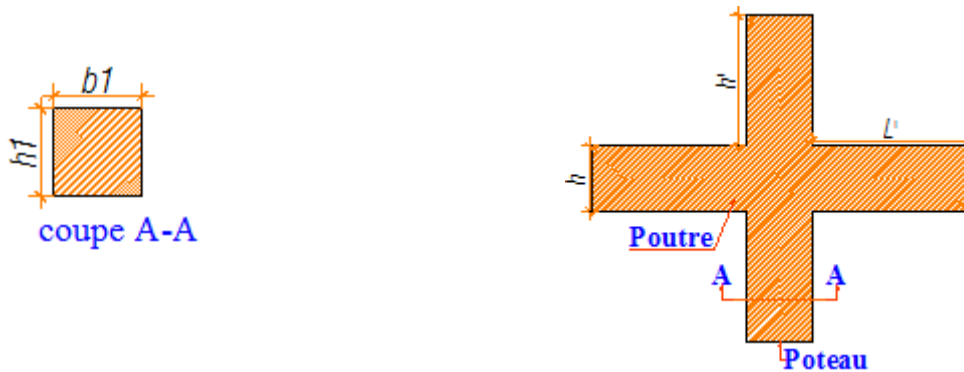


Figure IV-1 Zone nodale

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \text{ et } h_1 : \text{La section du poteau considéré} \\ h_e : \text{Hauteur d'étage} \end{array} \right.$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV-9** Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	65 × 65	33,8	169	253,5
	D50	15,71	78,53	117,80
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	60 × 65	31,2	156	234
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	60 × 60	28,8	144	216
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	55 × 55	24,2	121	181,5
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	50 × 50	20	100	150
9 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	16,2	81	121,5

**B. Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V<sup>max</sup> : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul d’A<sub>t</sub>, il suffit de fixer l’espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

**En zone nodale :** t ≤ min(10ϕ<sub>l</sub>, 15 cm).....zone IIa

**En zone courante :** t ≤ 15 ϕ<sub>l</sub><sup>min</sup> .....zone Iia

➤ La quantité d’armatures transversales minimales :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ<sub>t</sub> minimums.

**IV.3.3 Sollicitation de calcul:**

**Tableau IV-10** Sollicitations maximales dans les poteaux pour chaque Niveau :

Niveaux	sections	N <sup>max</sup> → M <sup>corr</sup>		M <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>		N <sup>min</sup> → M <sup>corr</sup>		V (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	65×65	2097,61	8,1621	169,1608	1206,882	5,532	113,6196	61,377
	D50	680,901	34,6056	34,6056	680,901	-6,859	33,6392	12,005
Etage 1	60×65	1825,175	24,3116	166,2779	999,444	-0,563	56,4275	161,859
Etage 2	60×65	1600,563	24,9735	161,349	783,29	1,709	35,1767	187,36
Etage 3	60×60	1382,002	27,7153	151,58	577,863	0,259	28,1952	187,739
Etage 4	60×60	1168,697	30,9647	140,2837	383,976	-0,759	19,3352	178,081
Etage 5	55×55	959,738	29,58	109,3881	317,969	-0,178	99,9674	161,258
Etage 6	55×55	770,985	21,6565	116,5469	116,5469	0,355	8,5828	148,635
Etage 7	50×50	589,526	16,5008	90,114	189,806	11,299	27,67	129,302
Etage 8	50×50	414,456	18,3048	88,7179	125,339	-2,447	21,2094	113,095
Etage 9	45×45	240,823	15,8269	72,2983	56,824	-4,155	16,3761	59,115

**IV.3.4 Calcul du ferrailage:**

**A. Armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres Seront résumés dans des tableaux.

**Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les données suivantes :

$b=65\text{cm}$	$h=65\text{cm}$	$f_c=400\text{MPa}$	$d=62\text{cm}$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1$
-----------------	-----------------	---------------------	-----------------	-------------------	----------------

**Calcul sous  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$  :**

$$N^{\max} = 2097,61\text{KN}, M^{\text{corr}} = 8,1621\text{KN.m} \rightarrow 1,35\text{G} + 1,5\text{Q}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 3,89 \times 10^{-3}\text{m} < \frac{h}{2} = 0,325 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

Vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d')bhf_{bu}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N : \text{effort de compression} \\ e_G = \text{se trouve à l'intérieure de la section} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 626,957\text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u(d - d') - M_{ua} = 0,611\text{MN.m} \dots (1) \\ (0,337h - 0,81d')bhf_{bu} = 0,995\text{MN.m} \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) &lt; (2) : La section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{626,957 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,62^2} = 0,177 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,2177 \rightarrow \alpha = 0,245 \rightarrow Z = 0,559\text{m} ; \text{avec } f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_{ua}}{Zf_{st}} = 32,22 \text{ cm}^2 \dots (FS) \\ A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -28,06 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots (FC) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} A = 0 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Tableau IV-11** Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation	Combinaison	Type de section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres(cm <sup>2</sup> )
RDC	65 × 65	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	33,8	4HA20+ 12HA16 =36,7
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	0		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	4,56		
	D50	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	0	15,71	4HA16+ 8HA12 =17,09
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	0		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	1,03		
Etage 1	60 × 65	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	31,2	4HA20+ 12HA16 =36,7
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	0		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	2,29		
Etage 2	60 × 65	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	31,2	4HA20+ 12HA16 =36,7
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	0		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	1,52		
Etage 3	60 × 60	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	28,8	4HA14+ 12HA16 = 30,29
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	0		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	1,23		
Etage 4	60 × 60	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	28,8	4HA14+ 12HA16 = 30,29
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	1,48		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	0,86		
Etage 5	55 × 55	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	24,2	4HA14+ 12HA16 = 30,29
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	1,38		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	4,89		

Etage 6	55 × 55	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	24,2	4HA14+ 12HA16 = 30,29
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	4,25		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	0,40		
Etage 7	50 × 50	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	20	4HA12+ 12HA14 = 22,99
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	2,51		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	1,33		
Etage 8	50 × 50	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	20	4HA12+ 12HA14 = 22,99
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	3,23		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	1,16		
Etage 9	45 × 45	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELU	SPC	0	16,2	4HA12=1 2HA14 = 22,99
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	ELA	SPC	3,69		
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	ELA	SPC	1,03		

**B. Armatures transversales :****Tableau IV-12** Ferrailage transversal des poteaux

Niveau x	RDC		Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
Sections	65× 65	D50	60× 65	60× 65	60× 60	60× 60	55× 55	55× 55	50× 50	50× 50	45× 45
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1,6	1,2	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
$l_f$ (cm)	2,38	2,38	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023
$\lambda_g$	3,66	4,76	3,11	3,11	3,37	3,37	3,67	3,67	4,04	4,04	5
V (KN)	61,37	12,00	161,85	187,36	187,73	178,73	161,25	148,63	129,3 0	113,0 9	59,11
$l_R$ (cm)	80	64	80	80	64	64	64	64	28	28	24
$t_{Z.nod}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{Z.cou}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
$A_t$ ( $cm^2$ )	1,77	0,23	2,33	2,70	2,93	2,79	2,74	2,53	2,42	2,12	1,23
$A_t^{min}$ ( $cm^2$ )	4,12	1,8	4,63	4,63	4,24	4,24	3,47	3,47	2,7	2,7	1,35
$A_t^{adop}$ ( $cm^2$ )	6HA10	6HA8	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	4HA8

D'après le Code de Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :  $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Niveaux	RDC		Etage1	Etage2	Etage3	Etage4	Etage5	Etage6	Etage7	Etage8	Etage9
Sections	65× 65	D50	60× 65	60× 65	60× 60	60× 60	55× 55	55× 55	50× 50	50× 50	45× 45
$\phi_t$	6,67	5,33	6,67	6,67	5,33	5,33	5,33	5,33	4,66	4,66	4

#### IV.3.5 Vérifications nécessaires :

##### A. Vérification au flambement :

CBA93 (Art B.8.2.1)

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités suivant la relation suivante :

$$N_u = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} B_r = (b - 2) \times (h - 2) : \text{Section réduite du} \\ \text{poteau} \end{array} \right.$$

Tableau IV-13 Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$l_0$ ( $cm^2$ )	$l_f$ ( $cm$ )	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$B_r$ ( $cm^2$ )	$N_{max}$ (KN)	$N_u$ (KN)	Obs
RDC	65×65	300	428,57	11,19	0,833	36,7	3969	2097,61	7185,89	observée
	D50	300	300	24	0,777	17,09	1810	680,901	3066,26	
Etage1	60×65	249	174,3	10,06	0,836	36,7	3654	1825,175	6724,10	
Etage2	60×65	249	174,3	10,06	0,836	36,7	3654	1600,563	6724,10	
Etage3	60×60	249	174,3	10,06	0,836	30,29	3364	1382,002	6088,75	
Etage4	60×60	249	174,3	10,06	0,836	30,29	3364	1168,697	6088,75	
Etage5	55×55	249	174,3	10,98	0,834	30,29	2809	959,738	5217,01	
Etage6	55×55	249	174,3	10,98	0,834	30,29	2809	770,985	5217,01	
Etage7	50×50	249	174,3	12,08	0,830	22,99	2304	589,526	4205,04	
Etage8	0×50	249	174,3	12,08	0,830	22,99	2304	414,456	4205,04	
Etage9	45×45	249	174,3	13,42	0,826	22,9	1849	240,823	3486,21	

##### B. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau. Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-14 Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
---------	-----	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

sections	65×65	D50	60×65	60×65	60×60	60×60	55×55	55×55	50×50	50×50	45×45
d(cm)	62	47	62	62	57	57	52	52	47		
A(cm <sup>2</sup> )	36,7	17,09	36,7	36,7	30,29	30,29	30,29	30,29	22,99	22,99	22,99
V(cm)	35,90	27,50	36,14	33,02	33,02	30,69	30,69	27,66	27,66	27,66	24,80
V'(cm)	29,01	27,50	28,86	26,98	26,98	26,98	24,31	24,31	22,34	22,34	20,2
I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	0,019	0,078	0,017	0,017	0,013	0,013	0,009	0,009	0,006	0,006	0,004
N <sub>se</sub> (MN)	1,528	0,393	1,331	1,167	1,008	0,852	0,700	0,562	0,430	0,303	0,176
M <sub>se</sub> (MN.m)	0,0059	0,0023	0,017	0,018	0,020	0,022	0,021	0,015	0,012	0,013	0,011
M <sub>se</sub> <sup>G</sup> (MN.m)	0,065	0,147	0,081	0,070	0,061	0,059	0,050	0,055	0,040	0,042	0,04
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	4,43	1,90	4,63	4,05	3,96	3,52	3,55	3,30	3,19	2,82	2,98
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	4,20	0,52	4,30	3,76	3,69	3,26	3,22	2,95	2,86	2,48	2,48
Obs	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

**C. Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-15** Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs.
<b>RDC</b>	65×65	238	3,66	0.040	62	61,377	0,15	1	Obs.
	D50	238	4,76	0.040	47	12,005	0,05	1	Obs.
<b>Etage1</b>	60×65	201,6	3,11	0.040	62	161,859	0,46	1	Obs.
<b>Etage2</b>	60×65	201,6	3,11	0.040	62	187,36	0,50	1	Obs.
<b>Etage3</b>	60×60	201,6	3,37	0.040	57	187,739	0,54	1	Obs.
<b>Etage4</b>	60×60	201,6	3,37	0.040	57	178,081	0,52	1	Obs.
<b>Etage5</b>	55×55	201,6	3,67	0.040	52	161,258	0,56	1	Obs.
<b>Etage6</b>	55×55	201,6	3,67	0.040	52	148,635	0,51	1	Obs.
<b>Etage7</b>	50×50	201,6	4,04	0.040	47	129,302	0,55	1	Obs.
<b>Etage8</b>	50×50	201,6	4,04	0.040	47	113,095	0,48	1	Obs.
<b>Etage9</b>	45×45	201,6	5	0,075	42	59,115	0,31	1,875	Obs.

**D. Détermination de la zone nodale**

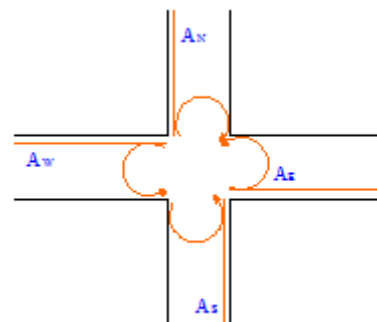
Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

**Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M<sub>R</sub>) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$\begin{cases} M_R = z \times A_s \times \sigma_s \\ z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$



**Tableau IV-16** Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	Mr (KN.m)
<b>RDC</b>	0,65	0,585	12,31	400	288,054
<b>Etage 1</b>	0,65	0,585	12,31	400	288,054
<b>Etage 2</b>	0,65	0,585	12,31	400	288,054



<b>Etages 3</b>	0,6	0,54	9,11	400	196,776
<b>Etages 4</b>	0,6	0,54	9,11	400	196,776
<b>Etages 5</b>	0,55	0,495	9,11	400	180,378
<b>Etages 6</b>	0,55	0,495	9,11	400	180,378
<b>Etages 7</b>	0,50	0,45	6,88	400	123,84
<b>Etages 8</b>	0,50	0,45	6,88	400	123,84
<b>Etages 9</b>	0,45	0,405	6,88	400	111,456

**Tableau IV-17** Moments résistants dans les poutres principales et secondaires

Niveau	Local	h(m)	Z(m)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> ) Appui	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> ) Travée	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$M_R^W$ (KN. m)	$M_R^E$ (KN. m)
Etage courant	p.p	0,40	0,36	8,01	6,03	348	100,34	75,54
	p.s	0,40	0,36	8,01	8,01	348	100,34	100,34
Terrasse	p.p	0,40	0,36	6,03	6,03	348	75,54	75,54
	p.s	0,40	0,36	6,03	6,03	348	75,54	75,54

**Tableau IV-18** Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1,25(M_W + M_E)$	Obs
<b>RDC</b>	576,108	288,054	864,162	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 1</b>	576,108	288,054	864,162	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 2</b>	576,108	288,054	864,162	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 3</b>	393,552	196,776	590,328	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 4</b>	393,552	196,776	590,328	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 5</b>	360,756	180,378	541,134	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 6</b>	360,756	180,378	541,134	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 7</b>	247,68	123,84	371,52	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 8</b>	247,68	123,84	371,52	100,34	75,54	219,85	Obs
<b>Etage 9</b>	146,448	111,456	257,90	100,34	75,54	219,85	Obs

**Tableau IV-19** Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1,25(M_W + M_E)$	Obs
<b>RDC</b>	576,108	288,054	864,162	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 1</b>	576,108	288,054	864,162	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 2</b>	576,108	288,054	864,162	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 3</b>	393,552	196,776	590,328	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 4</b>	393,552	196,776	590,328	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 5</b>	360,756	180,378	541,134	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 6</b>	360,756	180,378	541,134	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 7</b>	247,68	123,84	371,52	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 8</b>	247,68	123,84	371,52	100,34	100,34	250,85	Obs
<b>Etage 9</b>	146,448	111,456	257,90	100,34	100,34	250,85	Obs

❖ **Conclusion** : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

✓ **Schéma de ferrailage** : ANNEXE6

#### IV.4 Etude des voiles:

##### IV.4.1 Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone **IIa**.

Les voiles sont considérés comme des consoles encadrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ⌋ Rupture par flexion.
- ⌋ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ⌋ Rupture par écrasement ou traction du béton

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}} \\ N^{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}} \end{cases}$$

#### IV.4.2 Recommandation du RPA99 version 2003

##### A. Armatures verticales :

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 section du béton,  $A_{\min} = 0,2\% \times l_t \times e \Rightarrow$  Avec :

$$\begin{cases} l_t : \text{Longueur de la zone tendue,} \\ e : \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

##### B. Armatures Horizontales :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

##### C. 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>.

##### D. Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 
$$\begin{cases} \text{Globalement dans la section du voile} & \mathbf{0,15 \%} \\ \text{En zone courante} & \mathbf{0,10 \%} \end{cases}$$

L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - I. **40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - II. **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### IV.4.3 Exemple de calcul du voile Vx4 :

Les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS2016** sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV-20** Sollicitations du voile VX4 de RDC

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.M)	N (KN)	M(KN.M)	N (KN)	M(KN.M)	
<b>RDC</b>	1680,921	1489,3414	59,617	1509,828	59,617	1509,828	456,859

Données :  $l = 2 \text{ m}$  ;  $e = 0,25 \text{ m}$  ;  $d = 1,95 \text{ m}$   $d' = 0,05 \text{ m}$

**Calcul du ferrailage sous  $N_{min} \rightarrow M_{cor}$  :**

$N_{min} = 59,617 \text{ KN}$ ,  $M_{cor} = 1509,8289 \text{ KN.m}$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 25,32 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1 \text{ m} \rightarrow$  le centre de pressions est à l'**extérieur** de la section

Vérifier la condition suivante : (a)  $\leq$  (b)

**Tel que :** (a)  $= N \times (d - d') - M_{ua}$  **avec :**  $M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$

(b)  $= (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$$\Rightarrow \text{(a)} = -1,45 < \text{(b)} = 5,85$$

Donc la section est **partiellement comprimée**. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1509,8289 + (59,617) \times \left( 1,95 - \frac{2}{2} \right) = 1566,465 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1566,465 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,95^2 \times 18,48} = 0,111$$

$$\mu_{bu} = 0,111 < \mu_1 = 0,391 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,147 \rightarrow z = 1,853 \text{ m} \quad \text{Avec} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 21,13 \text{ cm}^2 \text{ (FS)} \\ A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 19,65 \text{ cm}^2 \text{ (FC)} \end{array} \right\} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_s = 19,65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,25 \times 2 = 7,5 \text{ cm}^2$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

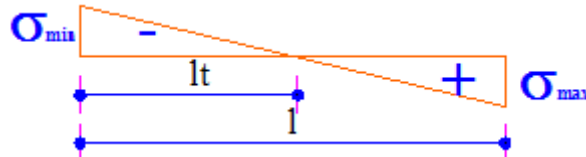


Figure IV-2 Schéma des contraintes

On a :

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \qquad l_c = L - 2l_t$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{59,617 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2} + \frac{1509,8289 \times 10^{-3}}{0,17} \times 1 = 9,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{59,617 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2} - \frac{1509,8289 \times 10^{-3}}{0,17} \times 1 = -8,76 \text{ MPa}$$

$$l_t = 0,98 \text{ m}$$

$$l_c = 0,04 \text{ m}$$

➤ **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

$$A_{min}^{z,t} = 0,2\% (e \times l_t) = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{z,c} = 0,1\% (e \times l_c) = 0,1 \text{ cm}^2$$

Ont a :  $A^{z,tendue totale} = 2 \cdot A_s = 2 \times 19,65 = 39,3 \text{ cm}^2 > A_{min}^{voile}$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Ont opte pour  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 456,859 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1,5 \times e; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{1,28 \times 0,25 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On a } A_h > A_h^{\min} = \frac{0,4 \times e \times S_t}{f_e} = 0,5 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures verticales :} \\ \text{zone tendue : } A^{Z.\text{tendue}} = 13\text{HA14} = 20,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures horizontales :} \\ A^H = 2\text{HA12} = 2,26 \text{ cm}^2 (S_t = 20\text{cm}) \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

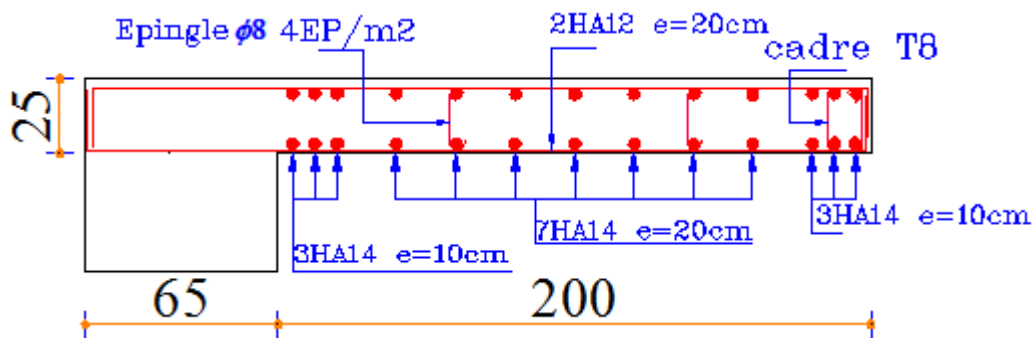


Figure IV-3 Schéma de ferrailage du voile VX4 de l'RDC

Tableau IV-21 Ferrailage du voile VX1

Section	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7,8 et 9
<b>l (m)</b>	0,80	0,80	0,80	/
<b>e (m)</b>	0,25	20	20	/
<b>N (KN)</b>	-7,537	288,87	-18,565	/
<b>M(KN.m)</b>	261,6494	26,9159	78,3872	/
<b>d (m)</b>	0,75	0,75	0,75	/
<b>V (KN)</b>	119,829	67,863	57,937	/
<b><math>\tau</math> (MPA)</b>	0,89	0,63	0,54	/
<b><math>\bar{\tau}</math>(MPA)</b>	5	5	5	/
<b><math>A_{cal}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	9,45	-2,80	2,92	/
<b><math>A_{min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	3	2,40	2,40	/
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0,01	0,01	0,01	/
<b>V (m)</b>	0,4	0,4	0,4	/
<b><math>\sigma_1</math>(MPA)</b>	9,77	3,06	3,56	/
<b><math>\sigma_2</math>(MPA)</b>	-9,84	0,55	-3,79	/
<b><math>l_t</math>(m)</b>	0,40	0,68	0,39	/
<b><math>l_c</math>(m)</b>	0	-0,56	0,03	/
<b><math>A_{tendu}^{\min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	1,99	2,72	1,55	/
<b><math>A_{courant}^{\min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	0,01	1,12	0,05	/
<b><math>A_{v/face}^{\text{adopté}}</math></b>	<b>7HA14=10,78</b>	<b>7HA10=5,50</b>	<b>7HA10=5,50</b>	/
<b><math>S_t</math>(m)</b>	15	15	15	/
<b><math>A_h^{cal}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	1,4	0,79	0,68	/
<b><math>A_h^{\min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	0,5	0,40	0,40	/

$A_h^{adopté}$	2HA10=1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	/
----------------	------------	-----------	-----------	---

Tableau IV-22 Ferrailage du voile VX2

Section	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7,8 et 9
$l$ (m)	1,5	1,5	1,5	/
$e$ (m)	0,25	0,2	0,2	/
$N$ (KN)	-141,745	-4,507	-41,16	/
$M$ (KN.m)	1026,0662	287,4027	221,5096	/
$d$ (m)	1,45	1,45	1,45	/
$V$ (KN)	370,244	266,071	168,236	/
$\tau$ (MPA)	1,43	1,28	0,81	/
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	/
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	20,66	5,13	4,40	/
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,625	4,5	4,5	/
$I$ (m <sup>4</sup> )	0,07	0,06	0,06	/
$V$ (m)	0,75	0,75	0,75	/
$\sigma_1$ (MPA)	10,57	3,82	2,82	/
$\sigma_2$ (MPA)	-11,32	-3,85	-3,09	/
$l_t$ (m)	0,72	0,75	0,72	/
$l_c$ (m)	0,05	0,01	0,07	/
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,62	2,99	2,86	/
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,13	0,01	0,14	/
$A_{v/face}^{adopté}$	<b>7HA14+6HA12</b> =20,86	<b>13HA10=10,21</b>	<b>13HA10=10,21</b>	/
$S_t$ (m)	15	15	15	/
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2,23	1,61	1,02	/
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,50	0,4	0,4	/
$A_h^{adopté}$	<b>2HA12=2,26</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>	/

Tableau IV-23 Ferrailage du voile VX4

Section	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7,8 et 9
$l$ (m)	2	2	2	2
$e$ (m)	0,25	0,2	0,2	0,2
$N$ (KN)	60,598	282,431	29,182	8,384
$M$ (KN.m)	1508,2285	784,9153	183,9747	21,5379
$d$ (m)	1,95	1,95	1,95	1,95
$V$ (KN)	456,206	325,347	204,548	170,126
$\tau$ (MPA)	1,28	1,17	0,73	0,61
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	19,92	7,17	2,01	0,16
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7,5	6	6	6
$I$ (m <sup>4</sup> )	0,1666	0,13	0,13	0,13
$V$ (m)	1	1	1	1
$\sigma_1$ (MPA)	9,17	6,59	1,45	0,18
$\sigma_2$ (MPA)	-8,93	-5,18	-1,31	-0,14
$l_t$ (m)	0,98	1,12	1,05	1,13
$l_c$ (m)	0,04	-0,24	-0,11	-0,26
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,9	4,48	4,21	4,52
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,1	0,48	-0,21	-0,52
$A_{v/face}^{adopté}$	<b>13HA14=20,01</b>	<b>13HA12=14,7</b>	<b>13HA10=10,21</b>	<b>13HA8=6,53</b>

$S_t(m)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	2	1,46	0,92	0,76
$A_h^{min}(cm^2)$	0,5	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adopté}$	<b>2HA12=2,26</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>

**Tableau IV-24** Ferrailage du voile VX5

Section	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7,8 et 9
$l(m)$	1,44	1,44	1,44	1,44
$e(m)$	0,25	0,2	0,2	0,2
$N(KN)$	-58,142	185,686	48,397	2,105
$M(KN.m)$	757,8666	329,2488	232,9311	69,801
$d(m)$	1,39	1,39	1,39	1,39
$V(KN)$	285,5	237,665	184,783	85,396
$\tau(MPA)$	1,15	1,2	0,93	0,43
$\bar{\tau}(MPA)$	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	15,13	3,88	3,68	1,23
$A_{min}(cm^2)$	5,4	4,32	4,32	4,32
$I(m^4)$	0,06	0,05	0,05	0,05
$V(m)$	0,72	0,72	0,72	0,72
$\sigma_1(MPA)$	8,61	5,41	3,66	1,02
$\sigma_2(MPA)$	-8,93	-4,12	-3,08	-1
$l_t(m)$	0,71	0,82	0,78	0,73
$l_c(m)$	0,03	-0,19	-0,13	-0,01
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	5,53	3,27	3,13	2,90
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0,07	-0,39	-0,25	-0,02
$A_{v/face}^{adopté}$	<b>10HA14=15,39</b>	<b>10HA10=7,85</b>	<b>10HA10=7,85</b>	<b>10HA8=5,03</b>
$S_t(m)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,80	1,50	1,16	0,54
$A_h^{min}(cm^2)$	0,5	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adopté}$	<b>2HA12=2,26</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>

**Tableau IV-25** Ferrailage du voile VY1

Section	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7,8 et 9
$l(m)$	0,8	0,8	0,8	/
$e(m)$	0,25	0,20	0,20	/
$N(KN)$	33,011	15,306	18,807	/
$M(KN.m)$	196,7237	75,2052	79,7582	/
$d(m)$	0,75	0,75	0,75	/
$V(KN)$	87,467	61,30	57,176	/
$\tau(MPA)$	0,65	0,57	0,53	/
$\bar{\tau}(MPA)$	5	5	5	/
$A_{cal}(cm^2)$	6,52	2,37	2,49	/
$A_{min}(cm^2)$	3	2,4	2,4	/
$I(m^4)$	0,01	0,01	0,01	/
$V(m)$	0,4	0,4	0,4	/
$\sigma_1(MPA)$	7,54	3,62	3,86	/
$\sigma_2(MPA)$	-7,21	-3,43	-3,62	/
$l_t(m)$	0,41	0,41	0,41	/
$l_c(m)$	-0,02	-0,02	-0,03	/
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	2,04	1,64	1,65	/

$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0,04	-0,04	0,05	/
$A_{v/face}^{adopté}$	<b>7HA14=10,78</b>	<b>7HA10=5,50</b>	<b>7HA10=5,50</b>	/
$S_t(m)$	15	15	15	/
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,02	0,72	0,67	/
$A_h^{min}(cm^2)$	0,5	0,4	0,4	/
$A_h^{adopté}$	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>	/

**Tableau IV-26** Ferrailage du voile VY4

Section	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7,8 et 9
<b>l (m)</b>	2	2	2	2
<b>e (m)</b>	0,25	0,20	0,20	0,20
<b>N (KN)</b>	-53,058	294,077	33,145	471,939
<b>M(KN.m)</b>	1438,1659	351,0261	209,2245	265,539
<b>d (m)</b>	1,95	1,95	1,95	1,95
<b>V (KN)</b>	422,638	325,402	222,436	194,241
<b><math>\tau</math> (MPA)</b>	1,21	1,17	0,8	0,70
<b><math>\bar{\tau}</math>(MPA)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_{cal}(cm^2)</math></b>	19,98	0,99	2,29	-2,32
<b><math>A_{min}(cm^2)</math></b>	7,5	6	6	6
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0,1666	0,13	0,13	0,13
<b>V (m)</b>	1	1	1	1
<b><math>\sigma_1</math>(MPA)</b>	8,52	3,37	1,65	3,17
<b><math>\sigma_2</math>(MPA)</b>	-8,74	-1,90	-1,49	-0,81
<b><math>l_t(m)</math></b>	0,99	1,28	1,05	1,59
<b><math>l_c(m)</math></b>	0,02	-0,56	-0,11	-1,18
<b><math>A_{tendu}^{min}(cm^2)</math></b>	4,94	5,12	4,21	6,37
<b><math>A_{courant}^{min}(cm^2)</math></b>	0,06	-1,12	-0,21	2,37
<b><math>A_{v/face}^{adopté}</math></b>	<b>13HA14=20,01</b>	<b>13HA12=14,7</b>	<b>13HA10=10,21</b>	<b>13HA8=6,53</b>
<b><math>S_t(m)</math></b>	20	20	20	20
<b><math>A_h^{cal}(cm^2)</math></b>	1,90	1,46	1	0,87
<b><math>A_h^{min}(cm^2)</math></b>	0,5	0,4	0,4	0,4
<b><math>A_h^{adopté}</math></b>	<b>2HA12=2,26</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>

**Tableau IV-27** Ferrailage du voile VY5

Section	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7,8 et 9
<b>l (m)</b>	1,44	1,44	1,44	1,44
<b>e (m)</b>	0,25	0,2	0,2	0,2
<b>N (KN)</b>	-8,936	181,752	31,024	7,6
<b>M(KN.m)</b>	725,3623	388,5116	246,7793	63,9341
<b>d (m)</b>	1,39	1,39	1,39	1,39
<b>V (KN)</b>	265,615	229,909	193,329	84,389
<b><math>\tau</math> (MPA)</b>	1,07	1,16	0,97	0,42
<b><math>\bar{\tau}</math>(MPA)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_{cal}(cm^2)</math></b>	13,92	4,11	4,16	1,05
<b><math>A_{min}(cm^2)</math></b>	5,4	4,32	4,32	4,32
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0,06	0,05	0,05	0,05
<b>V (m)</b>	0,72	0,72	0,72	0,72
<b><math>\sigma_1</math>(MPA)</b>	8,37	5,53	3,68	0,95
<b><math>\sigma_2</math>(MPA)</b>	-8,42	-4,27	-3,46	-0,90
<b><math>l_t(m)</math></b>	0,72	0,81	0,74	0,74

$I_c(m)$	0	-0,19	-0,04	-0,04
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	3,59	3,25	2,97	2,96
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0,01	-0,37	0,09	-0,08
$A_{v/face}^{adopté}$	<b>10HA14=15,39</b>	<b>10HA10=7,85</b>	<b>10HA10=7,85</b>	<b>10HA8=5,03</b>
$S_t(m)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,67	1,45	1,22	0,53
$A_h^{min}(cm^2)$	0,5	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adopté}$	<b>2HA12=2,26</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>

Tableau IV-28 Ferrailage du voile VY6

Section	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7,8 et 9
$l(m)$	1,5	1,5	1,5	1,5
$e(m)$	0,25	0,2	0,2	0,2
$N(KN)$	112,837	239,258	284,63	14,806
$M(KN.m)$	749,1904	238,274	172,4084	76,2575
$d(m)$	1,45	1,45	1,45	1,45
$V(KN)$	267,905	207,497	131,809	136,767
$\tau(MPA)$	1,03	1	0,64	0,66
$\bar{\tau}(MPA)$	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	12,35	1,27	-0,49	1,13
$A_{min}(cm^2)$	5,625	4,5	4,5	4,5
$I(m^4)$	0,07	0,06	0,06	0,06
$V(m)$	0,75	0,75	0,75	0,75
$\sigma_1(MPA)$	8,29	3,97	3,25	1,07
$\sigma_2(MPA)$	-7,69	-2,38	-1,35	-0,97
$l_t(m)$	0,78	0,94	1,06	0,79
$l_c(m)$	-0,06	-0,38	-0,62	-0,07
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	3,89	3,75	4,24	3,15
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0,14	-0,75	-1,24	-0,15
$A_{v/face}^{adopté}$	<b>10HA14=15,39</b>	<b>10HA10=7,85</b>	<b>10HA10=7,85</b>	<b>10HA10=7,85</b>
$S_t(m)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,62	1,25	0,8	0,82
$A_h^{min}(cm^2)$	0,5	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adopté}$	<b>2HA12=2,26</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>	<b>2HA10=1,57</b>

#### ❖ Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (ETABS2016) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la Sécurité avant l'économie.



# **V. Chapitre 5 étude de infrastructure**

**V.1 Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle 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 des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage.

**V.2 Choix de type de fondations**

Selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage

**V.3 Combinaisons de calcul :**

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- G + Q ± E
- 0,8G ± E
- 1,35G + 1,5Q

**V.4 Etude du radier :**

**1. Condition de coffrage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{502}{20} = 25,1\text{cm} \\ h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{502}{10} = 50,2\text{cm} \end{array} \right.$$

**2. Condition de rigidité :**

il faut que :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1)$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \dots \dots \dots (2)$$

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12} \dots \dots \dots (3)$$

De (1),(2),(3) :

$$\rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,02^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 73\text{cm}$$

Soit  $h_t = 80\text{cm}$

**3. Surface du radier :**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{57502,09}{140} = 410,72 \text{ m}^2$$

↔ On opte pour un radier général sans débord :  $S_{rad} = 483,12\text{m}^2$

Nous adopterons donc our les dimensions suivantes:

- Hauteur de la nervure  $h_t = 80\text{cm}$  ;
- Hauteur de la table du radier  $h_r = 30\text{cm}$  ;
- Enrobage  $d' = 5\text{cm}$ .
- La surface du radier  $S_{rad} = 490,622 \text{ m}^2$

- $h_t$  : hauteur des nervures.
- $h_r$  : hauteur de la dalle.
- $L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5,02\text{m}$ )
- $L_e$ : est la longueur élastique
- $K$  : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (sol moyen)
- $E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- $b$  : largeur de la semelle on prend 1ml.

- $N = 57502,09\text{KN}$
- $S_{bat} = 490,622\text{m}^2$
- L'effort normal « N » comme cité plus haut, représente le poids total de la superstructure, ainsi que le poids propre du radier

**V.5 Vérifications nécessaires :**

**A. Vérification de la contrainte dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Il faut vérifier que:

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ Avec } \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

**Les caractéristiques géométriques du radier :**

$$X_G = Y_G = 11,075 \text{ m} ; I_x = I_y = 20059,203 \text{ m}^4$$

**Sens X-X:**

Données :  $N = 57,729 \text{ MN}$  ;  $M_x = 40,746 \text{ MN.m}$  ;  $I_{xG} = 20059,203 \text{ m}^4$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{57,729}{490,662} + \frac{40,746}{20059,203} \times 11,075 = 0,14$$

Ce qui donne:  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,14 + 0,14}{4} = 0,14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,14 \text{ MPa}$

**Sens Y-Y :**

Données :  $N = 57,729 \text{ MN}$  ;  $M_y = 37,144 \text{ MN.m}$  ;  $I_{yG} = 20059,203 \text{ m}^4$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y \times Y_G}{I_{yG}} = \frac{57,729}{490,662} + \frac{37,144}{20059,203} \times 11,075 = 0,13$$

Ce qui donne:  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,13 + 0,13}{4} = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,14 \text{ MPa}$

**B. Vérification de la stabilité au renversement : (Article 10.1.5) du RPA99/2003) :**

Il faut vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Sens X-X:**  

$$e = \frac{40,746}{57,729} = 0,70 \text{ m} \leq 5,75 \text{ m}$$

**Sens Y-Y:**  

$$e = \frac{37,144}{57,729} = 0,64 \text{ m} \leq 5,75 \text{ m}$$

Les deux conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas risque de renversement.

**C. Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut vérifier que:  $N > F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$   
 $N > 11039,8956 \text{ KN}$

- $N$  : Le poids total de la superstructure.
- $F_s$  : Coefficient de sécurité : 1,5
- $H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ;  $H = 1,5 \text{ m}$ .
- $S_{\text{rad}}$  : Surface du radier :  $S_{\text{rad}} = 490,662 \text{ m}^2$
- $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau :  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

**D. Vérification au poinçonnement : BAEL99 (Article A.5.2.4.2) :**

Il faut vérifier que:  $N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$   
 $N_d = 2113,428 \text{ KN} \leftrightarrow$  poteau (65 × 65) **cm2**  
 le périmètre d'impact  $U_c : U_c = 2 \times (A+B)$

- $N_d$  : Effort normal de calcul.
- $h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier. :80cm
- $U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Tel que :

$$A = a + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45$$

$$B = b + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45$$

$$U_c = 5,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,11 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,8 \times 0,80 \times \frac{25}{1,5} = 3,48 \text{ MN} \rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

**E. Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier que:  $\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{rad}}} \Rightarrow \frac{67264,225 \times 5,02}{2 \times 490,662} = 344,09 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow \frac{344,09 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,137 \text{ m} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{on opte pour } d = 25 \text{ cm}$$

$$\Leftrightarrow 1,37 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa}$$

✓ **Ferraillage du radier général :**

Le calcul du **radier** se fait comme un planché renversé. Sollicité à la flexion simple Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4,62 - 0,65 = 3,97 \text{ m} \quad L_y = 5,02 \left\{ \begin{array}{l} N_u : \text{Effort normal ultime donné} \\ \text{par la structure.} \end{array} \right.$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

**Calcul du poids propre du radier :**

$$p_r = h_r \times S_{rad} \times \gamma_b \leftrightarrow 0,30 \times 490,622 \times 25 \Rightarrow 3679,665\text{KN}$$

**Calcul du poids de la nervure :**

$$p_n = b_p \times h_t \times \gamma_b \times L_n \leftrightarrow 0,65 \times (0,80 - 0,30) \times 25 \times 303,42 \Rightarrow 2465,28\text{KN}$$

Donc :  $N_u = N_u^{calc} \times 1,35(p_r + p_n) = 75559,90\text{KN}$

$$\rightarrow \frac{75559,90}{490,622} = 154,00\text{KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u^{calc} = 67264,225\text{KN} \\ p_r = 3679,665\text{KN} \\ p_n = 2465,28\text{KN} \end{array} \right.$$
  

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,90 \\ \text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{array} \right. \\ \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**Calcul des moments à l'ELU (isostatiques/corriger) :**

**Tableau V-1** Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatiques		Moment corrigé		
$M_0^x(\text{KN.m})$	$M_0^y(\text{KN.m})$	$M_t^x(\text{KN.m})$	$M_t^y(\text{KN.m})$	$M_a^x = M_a^y(\text{KN.m})$
110,67	86,69	94,06	73,68	- 55,33

- Le ferrailage se fait pour une section (**b**×**h**) : (1×0,30) m<sup>2</sup>

**Tableau V-2** Ferrailage du radier.

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> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)	
travée	X-X	94,06	10,10	2,52	10,78	7HA14	15
	Y-Y	73,68	7,83	2,40	9,24	6HA14	17
Appui	-55,33	5,83	2,52	7,70	5HA14	20	

**V.5.1 Vérifications à l'ELU :**

**A. Condition de non fragilité :**

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \times \frac{3-0,90}{2} \times 0,3 = 2,52\text{cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,40\text{cm}^2$$

**1. Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 181,83\text{KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 136,33\text{KN} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} V_x = 181,83\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{181,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,30} = 0,60\text{MPa} \leq 1,17\text{MPa} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

**V.5.2 Vérifications à l'ELS :**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_s^{calc} + p_r + p_n = 55351,402\text{KN}$$

$$\rightarrow \frac{55351,402}{490,622} = 112,81\text{KN/m}^2$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du radier :

**Tableau V-3** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
Travée	x-x	79,78	8,03	81745,49	7,83 ≤ 15	Obs.	292,34 > 201,63	N.Obs
	y-y	67,83	7,53	72308,22	7,06 ≤ 15	Obs.	288,03 > 201,63	N.Obs
appui	-46,93	6,96	59635,36	5,47 ≤ 15	Obs.	248,36 > 201,63	N.Obs	

- Remarque : les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau V-4** Calcul des armatures du radier à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2 / ml$ )	St
Travée	x-x	79,78	5,046	0,336	15,91	6HA20	17
	y-y	67,83	7,53	0,314	13,41	5HA20	20
appui		-46,93	6,96	0,267	9,12	6HA16	17

**Tableau V-5** Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage.

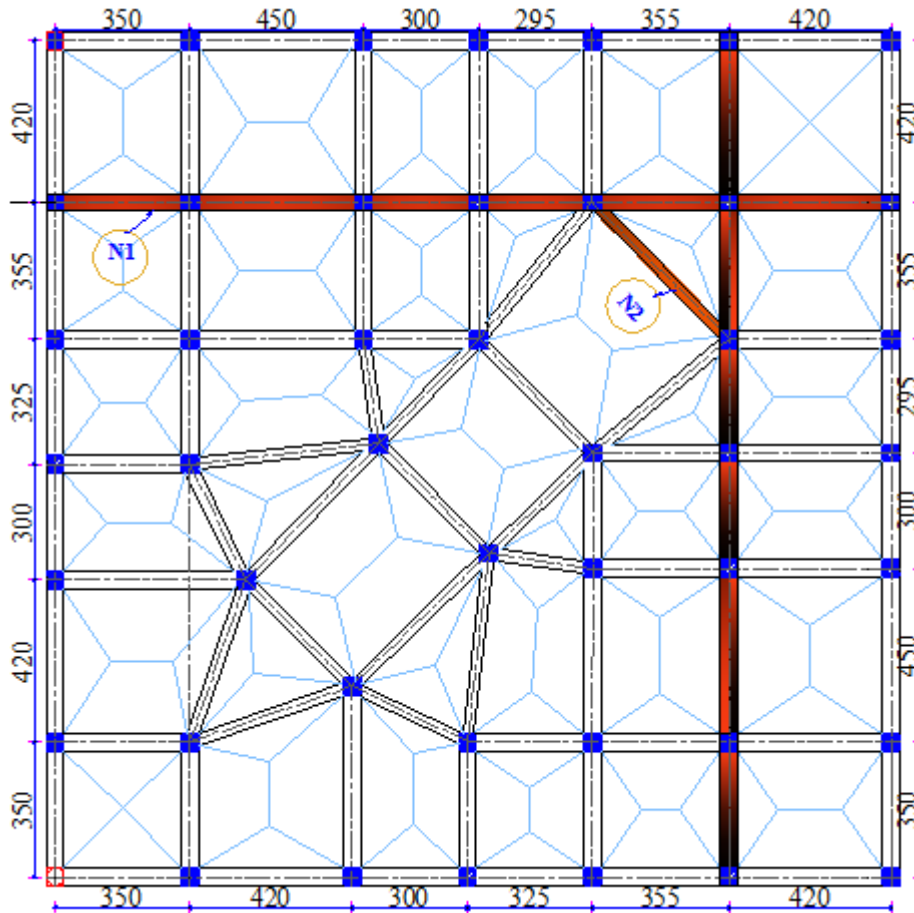
Localisation		$A_{adop}$ ( $cm^2 / ml$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	18,85	$6,42 \leq 15$	Obs	$171,83 > 201,63$	Obs
	y-y	15,71	$5,30 \leq 15$	Obs	$158,18 > 201,63$	Obs
appui		12,06	$4,80 \leq 15$	Obs	$147,11 > 201,63$	Obs

**1. Vérification des espacements**

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :  $S_t \leq (3e, 25cm) = 25cm$   
(Schéma de ferrailage :Annexe)

**V.5 Etude des nervures :**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Comme indiqué sur la figure ci-après :



**Figure V-1** Schéma des lignes de ruptures du radier

Les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes Uniformément réparties.

<p><b>Charges triangulaires :</b></p> $q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Plusieurs charges} \\ \text{triangulaires sur la} \\ \text{même travée} \end{array} \right.$ $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Une seule charge} \\ \text{triangulaire par travée} \end{array} \right.$	<p><b>Charges trapézoïdales :</b></p> $q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$ $q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$ <p><b>q<sub>m</sub></b>: Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.  <b>q<sub>v</sub></b>: Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.</p> $\rho = \frac{l_x}{l_y}$
--	--

**V.5.1 Calcul des sollicitations :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Vu la symétrie de notre plan le calcul sera fait pour un seul sens.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

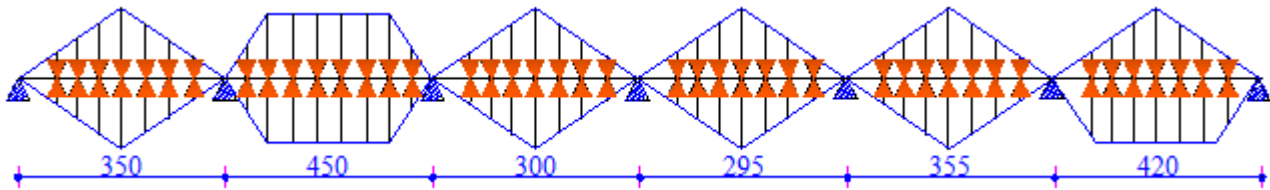


Figure V-2 Répartition des charges sur la nervure N1 selon les deux sens

**V.5.2 Calcul du chargement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_u = N_u - p_n \rightarrow N'_u = 72231,772\text{KN} \\ N'_s = N_s - p_n \rightarrow N'_s = 52886,12\text{KN} \end{array} \right. \leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} p_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = 147,212\text{KN/m}^2 \\ p_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = 107,78\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Sens x-x/y-y :

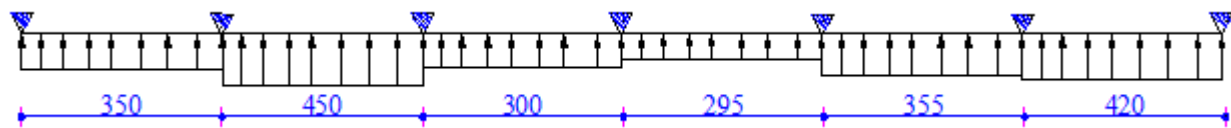


Figure V-3 Schéma statique de la nervure N1 selon les deux sens

Tableau V-6 Chargement sur les travées des deux sens

Chargement	Travée (m)					
	AB	BC	CD	DE	EF	FG
q <sub>m</sub> <sup>u</sup> KN/m	428,32	419,60	234,80	234,80	234,80	405,94
q <sub>m</sub> <sup>s</sup> KN/m	313,59	308,01	172,08	172,08	172,08	297,20
qv KN/m	324,78	161,64	234,80	234,80	234,80	342,71

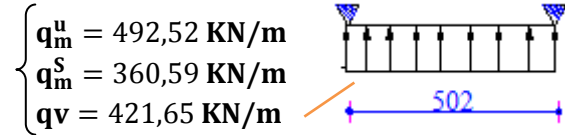
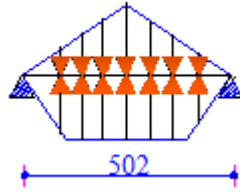


Figure V-4 Schéma statique de la nervure N2

Figure V-5 Répartition des charges sur la nervure N2

**V.5.3 Calcul des sollicitations :**

- **Remarque :** dans le calcul des sollicitations on doit rajouter le poids des nervures.

**Tableau V-7** Sollicitations de la nervure N1 à l'Elu

Sens	L(m)	L'(m)	qm(KN/m)	Ma(KN.m)		X(m)	Mt(KN.m)
				Mg	Ma		
X	3,50	3,50	326,59	-102,598	-480,192	1,3299	288,812
	4,50	3,6	321,01	-480,192	-343,835	2,3443	401,973
	3,00	2,4	185,08	-343,835	-123,363	1,8970	-10,793
	2,95	2,36	185,08	-123,363	-150,08	1,4260	66,041
Y	3,55	2,84	185,08	-150,08	-454,894	1,3110	8,988
	4,20	4,20	310,2	-454,894	-102,598	2,4491	475,447

**Tableau V-8** Sollicitations de la nervure N2

L(m)	qm(KN/m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
5,02	373,59	176,524	1176,827

✓ **Ferraillage des nervures :**

**Détermination de la largeur b :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0,80\text{ m} ; h_0 = 0,30\text{ m} \\ b_0 = 0,65\text{ m}, d = 0,75\text{ m} \\ \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \end{array} \right.$$

↪ **CBA. Art 4. 1. 3**

→ **b ≤ 1,2m Soit b = 1m** dans les 2sens

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

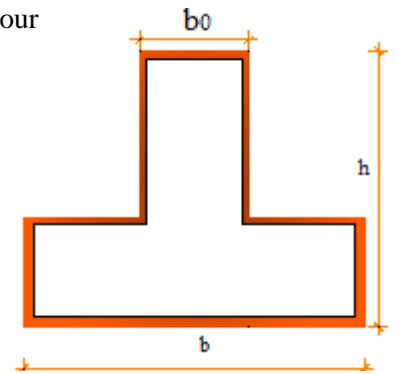


Figure V-6 Section à ferrailler

**Tableau V-9** Résultats du ferraillage des nervures

Localisation	M (KN.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
travée	1606,746	69,42	9,05	6HA32+6HA25
Appuis	-654,719	33,85		6HA25+2HA20

**A. Vérifications à l'ELU :**

**1. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

F.N ⇒  $\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{1280,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75} = 1,70 \leq 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots$  vérifiée

$$\left\{ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \right.$$

• **Armatures transversales :**

$\phi_t \leq \min(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \leftrightarrow \phi_t \leq \min(2 ; 2,28 ; 6,5) = 20\text{mm}$  soit  $\phi_t = 10\text{mm}$

$A_{trans} = 6\phi_{10} = 4,71\text{ cm}^2$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$ .

- **Armatures de peau : CBA (Art. A.7.3)**

$$A_p = 0,2\%(b_0 \times h) \rightarrow 10,4\text{cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}16=12,06\text{cm}^2$$

**2. Vérification des contraintes :**

**Tableau V-10** Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	$M_s(\text{KN.m})$	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
<b>travée</b>	1176,827	31,75	3247287,3	$11,50 \leq 15$	Obs	235,109	Pas Obs
<b>Appuis</b>	-480,192	23,49	1854467,2	$6,08 \leq 15$	Obs	200,06	Obs

- **Remarque :** Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

**Tableau V-11** Calcul des armatures du radier à l'ELS

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )
<b>Travée</b>	1176,827	10,376	0,449	91,51	<b>8HA32+6HA25</b>

**Tableau V-12** Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage.

Localisation	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
<b>Travée</b>	93,79	$10,87 \leq 15$	Obs	$197,07 < 201,63$	Obs

✓ (Schéma de ferrailage des nervures :Annexe)

**V.6 Etude du mur périphérique :**

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de **15 cm**.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures
- Le pourcentage minimal des armatures est de **0.1%** dans les deux sens
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

➤ **Dimensionnement des voiles :**

- h=3,57 m
- L=4,50 m
- e =25 cm

- **Caractéristiques du sol :**

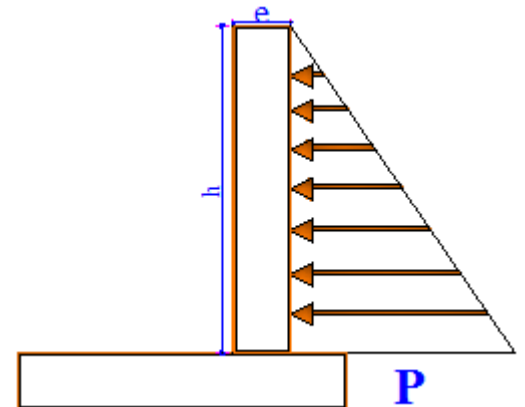
- Poids spécifique :  $\gamma_h = 20,4 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion  $c = 0.39 \text{ KN/m}^2$
- Angle de frottement  $\varphi = 27^\circ$

**V.6.1 Evaluation des charges et surcharges :**

**1. La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow G = 27,34 \text{ KN/m}^2$$

**2. Surcharge accidentelle :**



**Figure V-7** Schéma du voile

**Remarque :** le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable donc on peut la négliger dans les calculs  $c=0$



$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 3,75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{V.6.2 C} \left\{ \begin{array}{l} q=10 \text{ KN/m}^2 \\ \text{itations} \end{array} \right.$$

• Calcul à l'Elu :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = 1,5Q = 5,625 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 42,534 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow 33,306 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 33,306 \text{ KN/ml}$$

**Caractéristiques du plus grand panneau :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3,57 \text{ m} \\ L_y = 4,50 \text{ m} \\ \rho = 3,57/4,80 = 0,79 > 0,4 \Rightarrow \text{voile} \\ \text{porte dans les deux sens} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ e = 0,25 \text{ m} \end{array} \right.$$

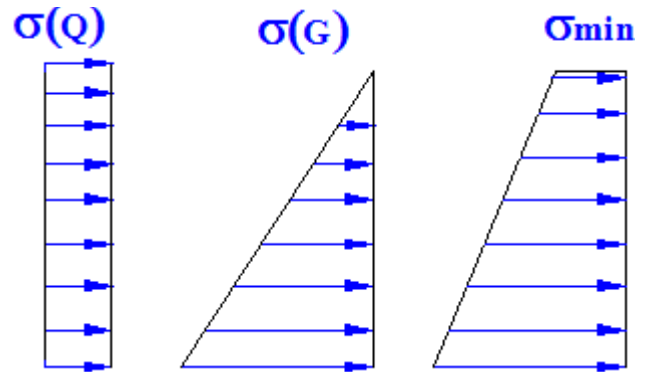


Figure V-8 Répartitions des contraintes sur le mur.

• Calcul des moments à l'ELU (isostatiques/corriger) :

Tableau V-13 Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatiques		Moment corrigé		
$M_0^x$ (KN.m)	$M_0^y$ (KN.m)	$M_t^x$ (KN.m)	$M_t^y$ (KN.m)	$M_a^x = M_a^y$ (KN.m)
24,32	14,07	20,67	11,96	-12,16

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,79 \\ \text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0,5786 \end{array} \right. \\ \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0639 \\ \mu_y = 0,6978 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Tableau V-14 Ferrailage de voile périphérique

Localisation	M(KN.m)	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)	
travée	X-X	20,67	2,62	2,5	3,14	4HA10	25
	Y-Y	11,96	1,50	2,5	3,14	4HA10	25
Appui	-12,16	1,53	2,5	3,14	4HA10	25	

⇒ Avec  $A_{\text{min}} = 0,1\% \times b \times h$

**V.6.3 Vérifications à l'ELU :**

1. Condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{minx}} = \rho_0 \times \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e = 0,0008 \times \frac{3-0,74}{2} \times 0,25 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{miny}} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 0,25 = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

2. Espacement  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

3. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = 45,52 \text{ KN} \\ V_{uy} = 18,72 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u = \frac{45,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,23} = 0,19 \text{ MPA} \leq 1,17 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho > 0,4 \\ e > 12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

**V.6.2 Vérifications à l'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = Q = 3,75 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = G + Q = 31,09 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{moy}} = 24,24 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 24,24 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du voile périphérique. :

**Tableau V-15** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	19,77	4,20	19116,62	$4,01 \leq 15$	Obs.	$269,52 > 201,63$	N.Obs
	y-y	11,70	4,20	19116,62	$2,53 \leq 15$	Obs.	$170,23 < 201,63$	Obs
appui		-9,87	4,20	19116,62	$2,36 \leq 15$	Obs.	$158,579 < 201,6$	Obs

Remarque : les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau V-16** Calcul des armatures du voile périphérique l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	St
Travée	x-x	19,77	1,712	0,208	4,23	4HA12=	25

**Tableau V-17** Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage.

Localisation		$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	4,52	$3,45 \leq 15$	Obs	$189,39 > 201,63$	Obs

✓ Schéma de ferrailage : Annexe7

### ❖ 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 notre cas nous avons 3 types de fondations.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées pour le premier type, cette solution a été écartée, même cas pour des fondations sur semelle filante

Pour notre structure nous avons été amenés à choisir un radier nervuré, car ce dernier s'est avéré être le type de fondation qui convient le mieux à notre structure.

## Conclusion générale

### **Conclusion générale :**

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience pour mettre en application les connaissances acquises durant notre cycle de formation. Il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un concepteur pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le projet nous a aussi permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est principalement dû à l'irrégularité en plan et en élévation de la structure. Plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'avoir une bonne répartition de charges entre les portiques et les voiles, ainsi qu'un bon comportement de la structure afin d'éviter les effets de torsion. La vérification de la condition d'interaction entre les voiles et les portiques exigée par le Règlement Parasismique Algérien pour le contreventement mixte a conduit à l'augmentation de la section des poteaux ainsi que la réduction des efforts internes et donc le ferrailage avec le minimum réglementaire donné par le Règlement Parasismique Algérien.

Quant aux fondations, nous avons opté pour un radier général.

L'importance de l'ouvrage a conduit à un ferrailage important dans les nervures, des barres de 25mm et de 32mm ont été utilisées.

Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans les soucis de garantir à l'ouvrage une bonne résistance et de faciliter l'exécution sur chantier. Et enfin nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence qui contient un minimum d'informations utiles pour faciliter les études des futures promotions.

## **Bibliographie :**

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.