

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA - Bejaia

Faculté de Technologie
Département de génie civil
Filière : génie civil
Option : Structures



Mémoire de Fin de Cycle
En vue de l'obtention du diplôme

MASTER

Thème

**Etude d'un Bâtiment en béton armé (R+8+sous
sol+deux Entre sol) contreventé par un système
mixte(voiles-portiques) à Usage d'Habitation
bureaux implanté à Bejaia**

Présenté par : M^r **MERANI Adel**
: M^r **ALILI Wahib**

Soutenu en : **Septembre 2019**

Devant le jury composé de :

Présidente :
Examinateur
Encadreur

M^{me} BOUCHE
M^rBOUKELLOUDA
M^r BRARA

Année universitaire : 2018 / 2019

Remerciements

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr BRAHA, pour avoir accepté de nous guider sur notre travail

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus a notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

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

Adel et wahib

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont. Suivi guidé. Soutenue et encouragée tout au long de ma vie. Ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon ami et mon binôme Adel.

Ainsi, qu'a mes chers amis (es) pour leur précieux aide et tous les moments de bonheurs.

A mon encadreur bien sûr : Mr brara

ALILI WAHIB

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à mes parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour leurs soutiens dans les moments difficiles, je leur dis merci et je vous aime.

A mes chères sœurs : Amel et Lamia.

A mes nièces : Imane, Amina et djéna.

A mon neveu : Mohamed

A ma grand-mère : taouse.

A mon encadreur bien sûr : Mr Brara

A mes amis : Hichem, athman, Djamel, Naïma, Lamia et Yasmine

A mon binôme : Waheb

MERANI ADEL

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités	
I.1. Présentation du projet	2
I.1.1. Description architecturale	2
I.1.2. Données géotechniques du site	2
I.2. Les états limites (BAEL91)	2
I.2.1. Définition	2
I.2.2. Hypothèses de calcul aux états limites.....	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.3.1. Le béton	3
I.3.2. Acier.....	4
I.4. Règlements et normes utilisées.....	4
Chapitre II :Pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaire	
II.1. Introduction	5
II.2. Pré dimensionnement des dalles pleines	5
II.3. Pré dimensionnement des poutres	6
II.3.1.poutres principales[p.p]	6
II.3.2.Les poutres secondaires [P. S]	6
II.4. Les voiles.....	6
II.5. les poutrelles.....	7
II.6. Dimensionnement des escaliers	7
II.7. Evaluation des charges et des surcharges.....	8
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	11
II.9. Calcul des planchers	18
II.9.1 Poutrelles.....	18
II.9.2. Étude de la dalle de compression.....	34
II.9.2.1Étude des dalles pleines	34
II.9.3.Étude des escaliers	40
II.9.4. Calcul de la poutre de chainages.....	44
II.9.5. Acrotère.....	47
II.9.6. Etude de l'ascenseur.....	52

Chapitre III : Etudes dynamique

III .1. Introduction.....	59
III .2. Choix de la méthode de calcul.....	59
III .3. Modélisation	59
III .4. Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	59
III .5 Choix de la méthode de calcul.	93
III.5 .1. Méthode statique équivalente.....	60
III.5.2. Méthode dynamique.....	60
III .6. Présentation de la méthode modale spectrale.....	60
III.7. Disposition des voiles.....	64
III.8. Interprétation des résultats de l’analyse dynamique donnée par ETABS.....	64
III.8.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	64
III.8.2. Justification de l’interaction voiles-portiques.....	67
III.8.3. Vérification de l’effort normal réduit.....	69
III.8.4. Vérification des déplacements.....	69
III.8.5. Justification vis-à-vis de l’effet P- Δ	71
III.9. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	72
III .10. Conclusion.....	72

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV .1. Introduction.....	73
IV .2. Étude des poteaux	73
IV .2.1. Les recommandations du RPA 99/2003	73
IV .2.2. Sollicitations de calcul	74
IV.2.3. Calcul du ferrailage.....	74
IV .2.4. Vérifications.....	78
IV.3. Etude des poutres	83
IV.3.1. Les recommandations du RPA99.....	83
IV .3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	84
IV .3.3. Les armatures transversales	85
IV .3.4. Vérifications [BAEL 91].....	86
IV .4. Vérification des zones nodales.....	92

IV.4.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux.....	93
IV.4.2. Détermination du moment résistant dans les poutres.....	93
IV .5. Etude des voiles	94
IV .5.1. Introduction.....	94
IV .5.2. Les recommandations du RPA99.....	94
IV.5.3. Calcul des sollicitations	95
IV.5.4. Ferrailage des voiles	95
IV.5.5. Vérification à l'effort tranchant	98
Chapitre V : Etudes de l'infrastructure	
V .1. Introduction	100
V .2. Choix du type des fondations	100
V.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	100
V .4. Etude des fondations.....	100
V.4.1. Vérification des semelles isolées	100
V.4.2. Vérification des semelles filantes.....	101
V.4.3. Etude du radier général.....	103
V.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier.....	103
V.4.3.2. Vérifications nécessaires.....	104
V.4.4. Ferrailage du radier général.....	106
V.4.5. Etude des nervures.....	108
V.4.6. Ferrailage des nervures.....	111
V.5. Etude du voile Périphérique.....	114
VI.5.1. Dimensionnement des voiles.....	114
V.5.2. Ferrailage du voile.....	114
Conclusion générale	118

Bibliographie**Annexe****Plan de la structure**

Liste des Figures

Chapitre II : Pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Figure II.1. Dalle sur un seul appui	5
Figure II.2. Dalle sur trois appuis	5
Figure II.3. Dalle sur trois appuis	5
Figure II.4. Dalle sur quatre appuis	5
Figure II.5. Dalle sur quatre appuis	6
Figure II.6.Schéma d'un escalier.....	7
Figur.II.7.Surface afférant du poteau P1.	12
Figure.II.8.La surface afférant du poteau P2.....	12
Figure .II.9.La surface afférant du poteau P3.....	13
Figure II.10.Schémas de la disposition des poutrelles	19
Figure II.11.Schéma statique de poutrelle type 3.....	21
Figure.12 .Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	34
Figure II.13.Panneau sur 4 appuis.....	34
Figure II.14. Section de la dalle pleine à ferrailer.....	35
Figure II.15 .Schéma de ferrailage	39
Figure II.16. Dalle sur trois appuis.....	39
Figure II.17.....	40
Figure II.18.....	40
Figure II.19.....	41
Figure II.20.....	41
Fig. II.21.Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier	43
Figure II.22.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	46
Fig II.23 Vue en plan d'un acrotère	47
Fig.II. 24. Section à ferrailer	48
Fig.II.25.Schéma de ferrailage de l'acrotère	51
Fig.II.26 : Dalle sur quatre appuis	52
Fig.II.27 :L'ascenseur.	55
Figure.II.28.Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous.....	58

Chapitre III : Etudes dynamique

Figure III.1. Spectre de réponse	63
Figure III.2. Disposition des voiles	64
Figure III.3. Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS	65
Figure III.4. (mode1) translation suivant l'axe y-y	66
Figure III.5. (mode2) translation suivant l'axe x-x	66
Figure III.6. (mode3) rotation suivant l'axe z-z	67

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

Figure IV.1. zone nodale	73
Figure IV.2. Section d'un poteau..	80
Figure IV .3. Schéma de ferrailage de la poutre principale	92
Figure IV.4.Schéma de la Zone nodale.	93
Figure IV.5.Schéma de ferrailage du voile VX3.....	98
Figure IV.6. Schéma de ferrailage du voile VY3.....	99

Chapitre V : Etudes de l'infrastructure

Figure V.1. Semelle filante	101
Fig.V.2 : Schéma de ferrailage de radier.....	107
Figure V.3. Schéma des lignes de rupture du radier	108
Figure V.4. Schéma des nervures.....	111
Figure V.5.Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	114
Figure V.6.Schéma de ferrailage du voile périphérique	117

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaire

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	8
Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....	9
Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine.....	9
Tableau II.4. Evaluation des charges de balcon	9
Tableau II.5. Evaluation des charges de volé.....	10
Tableau II.6. Evaluation des charges de palier.....	10
Tableau II.7. Evaluation des charges de murs extérieurs.....	11
Tableau II.8. Evaluation des charges de l'acrotère	11
Tableau II.9. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	11
Tableau II.10.Evaluation de la descente de charge de poteau P1.	14
Tableau II.11. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.....	15
Tableau II.12.Résultats de la Vérification à la compression simple.	17
Tableau II.13.Résultats de la vérification au flambement	18
Tableau .14. Les différents types de poutrelles.....	19
Tableau 15 . Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	20
Tableau16.Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle	20
Tableau17.Ferraillage des poutrelles de tous les étages.....	26
Tableau 18. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages	28
Tableau 19. Vérification de la flèche	31
Tableau 20.Ferraillage des poutrelles	33
Tableau 21.Calcul du ferraillage du panneau sur 4 appuis	36
Tableau 22.Vérification de la contrainte de compression dans le béton	37
Tableau 23.Calcul du ferraillage du panneau sur 3 appuis.	39
Tableau 24.Vérification de la contrainte de compression dans le béton	39
Tableau II.25.Tableau de ferraillage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :	42
Tableau II.26.Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	43
Tableau II.27.Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	43
Tableau 28.Armatures longitudinales de poutre de chaînage	45
Tableau 29.Vérification les contrainte dans le béton.....	46
Tableau 30.Vérification de la flèche.....	46
Tableau II .31.Combinaison d'action.....	48
Tab .32: Tableau de ferraillage de la dalle de locale des machines.....	53
Tab.33: Résultats de calcul des contraintes.....	54

Tab.34 : Tableau de ferrailage de le dalle de local des machines.....	56
Tab.35 : Résultats de calcul des contraintes.....	58
Chapitre III : Etudes dynamique	
Tableau III.1. Valeurs des pénalités	61
Tableau III.2. Périodes et taux de participation	65
Tableau III.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	67
Tableau III.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	68
Tableau III.5. Vérification de l'effort normal réduit	69
Tableau III.6. Vérification des déplacements. (sens x-x).....	70
Tableau III.7. Vérification des déplacements (sens y-y).....	70
Tableau III.8. Vérification a L'effet P- Δ	71
Tableau III.9. Vérification de la résultante des forces.....	72
Chapitre IV : Etude des éléments structuraux	
Tableau IV.1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	74
Tableau IV.2. Sollicitation dans les poteaux.....	74
Tableau IV.3. Les armatures longitudinales adoptes pour les poteaux.....	77
Tableau IV.4. Ferrailages transversale des poteaux.....	78
Tableau IV .5.Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	79
Tableau IV .6 .vérification des constraints dans le béton pour les poteaux.....	80
Tableau IV .7 .vérification des contraintes tangentielles.....	81
Tableau IV.8. Schéma de ferrailage des poteaux.....	82
Tableau IV.9. Armatures longitudinales.....	83
Tableau IV .10. Vérification des contraintes tangentielles.....	86
Tableau IV.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	86
Tableau IV .12. vérification de la contrainte limite de béton.....	87
Tableau IV .13 section de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	88
Tableau. IV .14. Moments résistant dans les poteaux.....	93
Tableau. IV .15. moment résistant dans les poutres.....	93
Tableau . IV.16. Vérification de la zone nodale.....	94
Tableau . IV.17.Ferrailage des voiles.....	96
Tableau IV.18.sollicitations et ferrailage des voiles au niveau Sous-sols Entresol 1+2.....	97

Chapitre V : Etudes de l'infrastructure

Tableau V.1. Section d'armateur du radier	106
Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	107
Tableaux V.3. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	109
Tableaux V.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.	110
Tableau V.5. Résultats de ferrailage des nervures	111
Tableau V.6. Vérification des contraintes à l'ELS	112
Tableau V.7. Schéma de ferrailage des nervures.....	113
Tableau V.8. Ferrailage des voiles périphérique.....	115
Tableau V.9. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	117

Symboles et notations

Symboles	Notations
<i>A'</i>, <i>Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre
<i>B</i>	Aire d'une section de béton
<i>Br</i>	Section réduite
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>c</i>	Cohésion du sol
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.

<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>S_t</i>	Espacement des armatures.
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_T</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>β</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Introduction Générale

L'implantation des constructions en zone de forte ou moyenne sismicité nécessite une attention particulière surtout lorsque la hauteur de la bâtisse devienne très importante. La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est à dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés ne s'effondrent pas. Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe économique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer. Les différentes études et règlements préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être bien étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la fiabilité de l'édifice. Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à usage multiple (habitation + commerce) en R + 8. Le type structurel est un contreventement mixte (portique avec voiles)

Le travail est réalisé en Cinque chapitres :

Le Chapitre un comporte l'hypothèses de calcul et présentation de l'ouvrage.

Le chapitre deux pour le pré dimensionnement et évaluation des charges

Le chapitre trois quatre qui a pour but de rechercher un bon comportement dynamique par diverses variante des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS V 16.2.0.

Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre quatre. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre cinq.

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8+deux entre sol, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et bureaux), est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe **2B**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé a Oued Ghir de la wilaya de Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

I.1 .1. Description architecturale

- Largeur en plan..... $L_x=21.00m$.
- Longueur en plan..... $L_y=22.2m$.
- Hauteur totale du bâtiment..... $H=33.48m$.
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère..... $H_t=34,08m$.
- Hauteur du entre sol..... $h_{es}=2.97m$.
- Hauteur du RDC..... $h_{rdc}=2.97m$.
- Hauteur des étages courants..... $h_{eta}=2.97m$.

I.1.2. Données géotechniques du site

Le terrain réservé pour la réalisation de cette promotion immobilière à oued Ghir est situé sur un terrain légèrement pentes, il est limité en amont par une route, de coté par un thalweg et tout tour par des terrains vagues.

La lithologie de site constituée par une couverture végétale, des formations de pente composées par des argiles gravelot-caillouteuses avec passages de blocs gréseux.

Cette lithologie révélée par les sondages carottés montre une hétérogénéité verticale et horizontale des terrains sur plan distribution des fractions granulaires et fines

Compte-tenu de la nature lithologique du terrain et des résultats des essais pénétrométriques, et les résultats des essais au laboratoire, il nous a recommander des fondations superficielles , qu'il y a lieu d'ancrer à partir de **1.80m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible **Qadm = 1.60 Bars**.

-D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (sol ferme).

-Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1.6 bars.

I.2. Les états limitent (BAEL91)

I.2.1 : Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

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

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

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

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

I.2.2. Hypothèses de calcul aux états limites

- **Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

- le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

- **Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les trois premières hypothèses citées en (I.2.2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques

3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s , E_b module de Young de l'acier et béton respectivement. n :

coefficient d'équivalence acier-béton.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.3.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

- **Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)**

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

$$f_{c28} = 25MPa \text{ CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40Mpa \text{ (} j \leq 28 \text{ jours)CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40Mpa \text{ (} j > 28 \text{ jours)CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \end{array} \right.$$

- **Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40Mpa \text{ (BAEL 91, Art. A-5-2-11)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25Mpa \text{ on a } f_{t28} = 2.1Mpa$$

I.3.2. Acier :

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- Fe E40 = 400 MPa.
- $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes).
- $\gamma_s = 1.0$ (situations accidentel).

I.4. Règlements et normes utilisées

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;

- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

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

I.5. : Description structurales :

- **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.
- **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- **Les façades et les cloisons :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une l'âme d'air de 10cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

 - transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
 - limiter les tassements différentiels.
 - L'encastrement de la structure dans le sol.

I.6 : Règlements et normes utilisés : Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2

I.7 : les actions :

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

I.7.1 : Les différents types d'action :

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs.
 - Les séismes.
 - Les explosions
 - Les feux.

I.7.2 : Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a) Combinaison d'action à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

- **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum_{i=2}^n \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003

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

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations- accidentelles} \quad \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

I.8 : Les matériaux (acier et béton)

I.8.1 : Béton : est un mélange du ciment, du sable, du granulat et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

I.8.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

a) **résistance à la compression** f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindrique en béton normalisée 16cm*32cm dans le laboratoire. Dans le cas courant le béton est définit du point vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

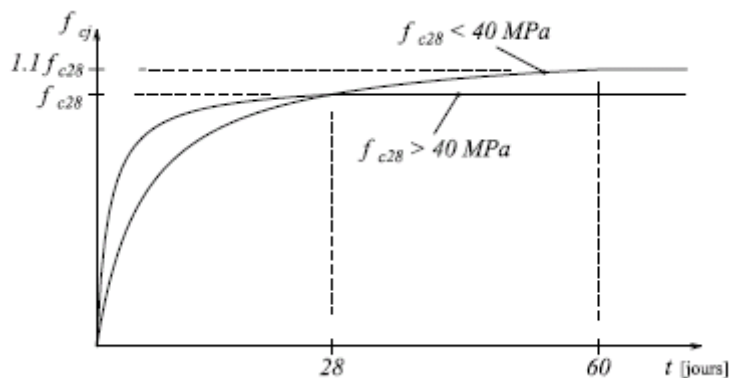


Fig II.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

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

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

b) Résistance à la traction f_{ij} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : **BAEL91 (article A.5.1.211)**

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min(0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min(0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal à

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}. \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

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

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

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

e) Module déformation transversale du béton

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

Déformation transversale

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

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

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

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contrainte déformation :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ϵ_{bc}):

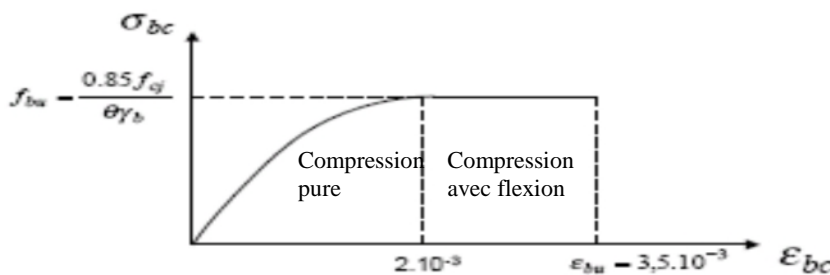


Fig.2 : Diagramme contrainte déformation à L'ELU

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases} \quad \text{cours BA 3}^{ème} \text{année}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5(\text{cas courants}) \\ 1.15(\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.8.2 :

L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.8.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

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

- **Contraintes limites σ_s :**

- ✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

- ✓ **ELS :**

BAEL91 (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas 2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions citées ultérieurement ci-dessous.

II.2.1.Plancher à corps creux

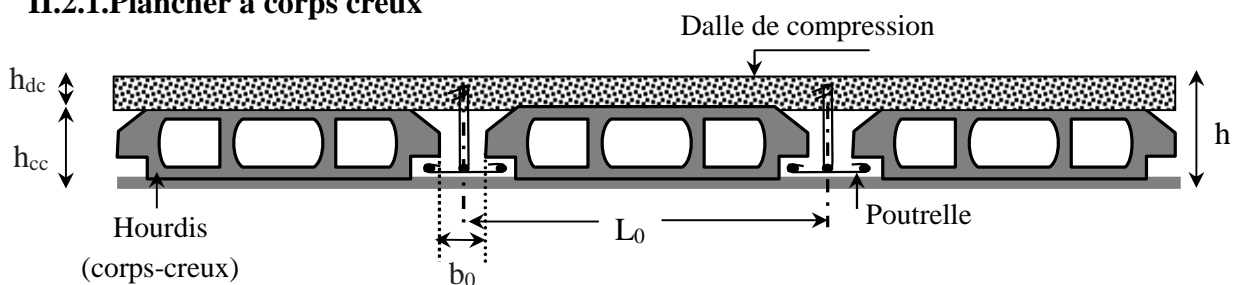


Figure II.1.Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- h_{cc} : hauteur du corps creux.- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- h_{dc} : hauteur du dalle de compression. - L_0 : distance entre axe des poutrelles.

En vérifiant la condition suivante D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

- ✓ h_t : Hauteur totale du plancher.
- ✓ L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 4.6 - 0.3 = 4.3 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22.5}$$

Donc : $h_t \geq 19.1 \text{ cm}$

$$\text{Alors, on opte pour un plancher } (16 + 4), \left\{ \begin{array}{l} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

II.2.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité

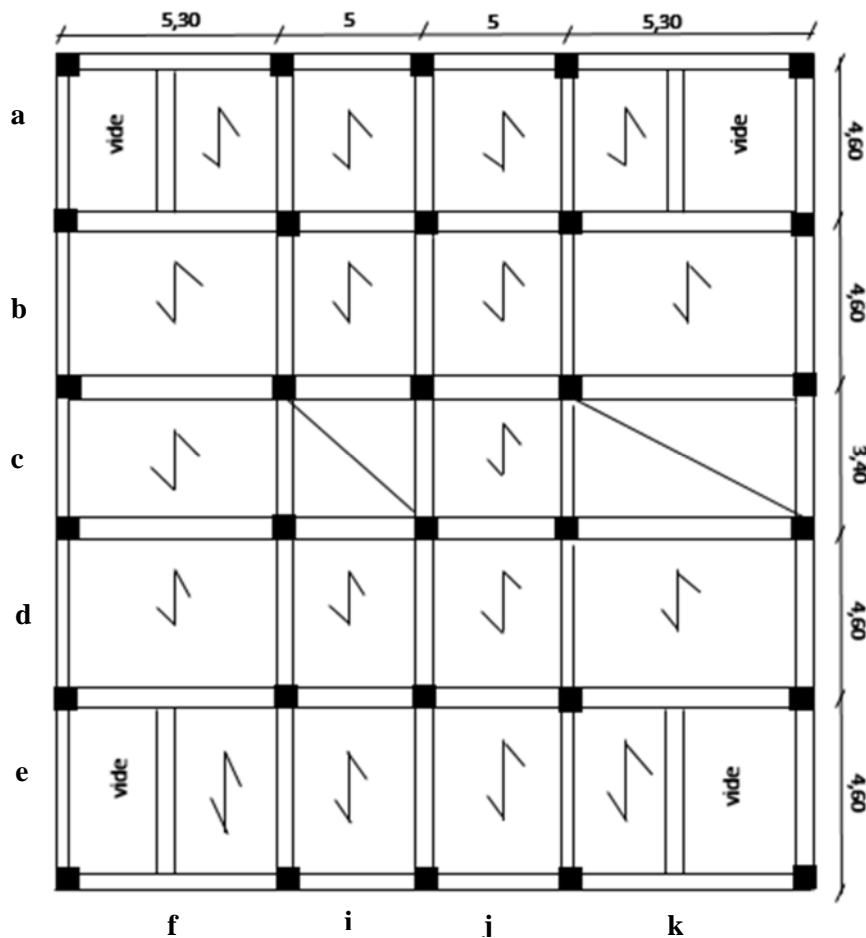


Figure II.10. Schémas de la disposition des poutrelles.

II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12)$ cm

On opte pour : $b_0 = 10$ cm

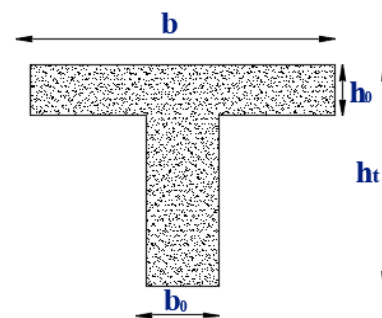


Figure II.3. Schéma poutrelle

b : Largeur efficace de la dalle comencée par la nervure .

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 10 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

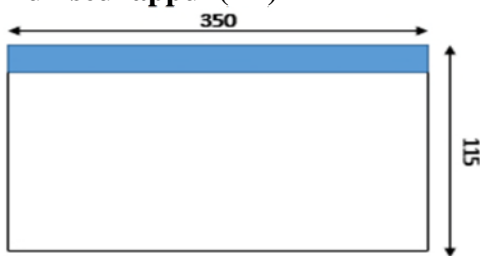
$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 340 - 0.03 = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 31 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$.

II.3. Pré dimensionnement des dalles pleines :

Dalle sur un seul appui (D1)

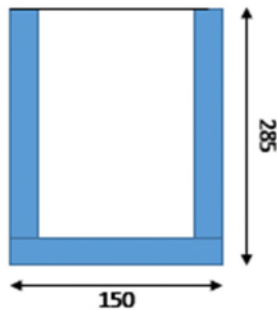


$$e \geq L_x/20 = 5.75 \text{ cm}$$

Figure II.1. Dalle sur un seul appui

- **Dalle sur trois appuis (D2)**

$$\rho = L_x / L_y = 0.52 > 0.4$$



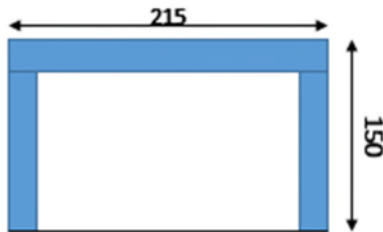
$$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$$

$$e = 3.5 \text{ cm}$$

Figure II.2. Dalle sur trois appuis

- **Dalle sur trois appuis (D3)**

$$\rho = L_x / L_y = 1.15 / 2.15 = 0.69 > 0.4$$



$$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$$

$$e = 3.5 \text{ cm}$$

Figure II.3. Dalle sur trois appuis

- **Dalle sur quatre appuis (D4)**

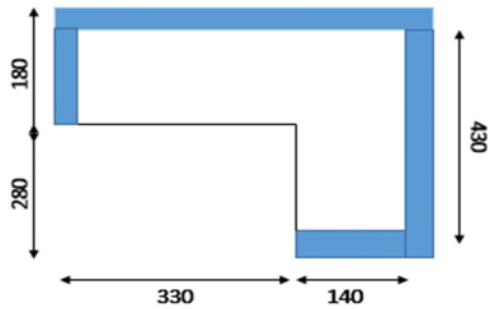


Figure II.4. Dalle sur quatre appuis

$$\rho = Lx / Ly = 4.3 / 4.7 = 0.9 > 0.4$$

$$Lx / 45 \leq e \leq Lx / 40$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

- **Dalle sur quatre appuis (D5)**

$$\rho = Lx / Ly = 4.3 / 5.3 = 0.81 > 0.4$$

$$Lx / 45 \leq e \leq Lx / 40$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

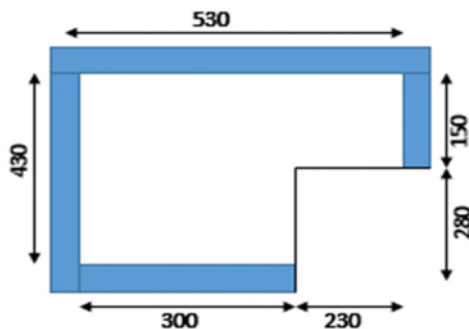


Figure II.5. Dalle sur quatre appuis

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

II.4.1. poutres principales [p.p] :

$$L_{\max} = 530 - 30 = 500 \text{ cm.} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On prend : **h = 45 cm**

$$b = 35 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (35×45) cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h/b = 45/35 = 1.28 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)}$$

II.4.2. Les poutres secondaires [P. S] :

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm.} \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

On prend : **h = 40 cm ; b = 30 cm**

On prend : h=40cm et b=30cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h=40 \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art.7.5.1})$$

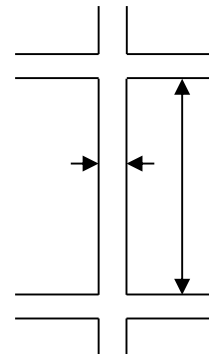
II.5. Les voiles

Dans notre cas :

-hauteur RDC et autres niveaux : 297-24 = 273cm.

-Pour le RDC et autres niveaux : $h=273\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{273}{25} \Rightarrow e=10.92\text{cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **e =15cm.**



II.6. Dimensionnement des escaliers :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{BLONDEL:}$$

➤ La formule empirique de

$$0.59 \leq g+2xh \leq 0.64$$

✓ **Volée**

Pour déterminer « **g** et **h** » on utilise la relation de BLONDEL :

$$0.59 \leq g+2xh \leq 0.64 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

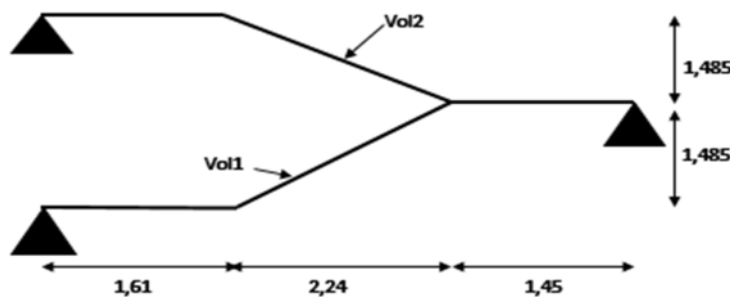
D’après le schéma statique du type1 nous avons : $H_0=1.485\text{m}$; $L_0=2.24\text{m}$.

Remplaçant **g** et **h** dans (1) on trouve :

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64 \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{224}{n-1} + \frac{297}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 292,5 \times n + 148,5 = 0.$$



FigureII.6.Schéma d’un escalier

La résolution de (2) nous donne : $n=9$; $n-1=8$

$$\text{Donc : } h = \frac{36}{2} = 18\text{cm}$$

$$g = \frac{224}{8} = 28\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse(e) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L=L_v+L_p$$

$$L_v = (1.6^2 + 2.24^2)^{1/2} = 2.75\text{m}$$

$$L_p = 1.61 + 1.45 = 3.06\text{m}$$

$$L = 2.75 + 3.06 = 5.81$$

$$\frac{581}{30} \leq e \leq \frac{581}{20} \Rightarrow 19.36 \leq e \leq 29\text{cm}$$

Pour 2 heures de coupe-feu : $e > 11\text{cm}$

Soit $e = 16\text{cm}$.

$$\text{Calcul de } \alpha: \text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 1.485 / 2.24 = 0.66 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 33.42^\circ$$

II.7. Evaluation des charges et des surcharges

➤ Plancher terrasse inaccessible à corps creux

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Planches à corps creux (16+4)	/	/	2,85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				6.38
Charge d'exploitation Q				1

➤ **Plancher courant à corps creux****Tableau II.2.** Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				5.21
Charge d'exploitation Q				1.5
Charge Q bureau				2.5

➤ **Plancher courant en dalle pleine****Tableau II.3.** Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Dalle pleine	0.13	25	3.25
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente G				5.61
Charge d'exploitation Q				2.5

➤ **Balcon****Tableau II.4.** Evaluation des charges de balcon

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
----	-------------	-------------------	--	--------------------------------

1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.13	25	3.25
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente G				4.68
Charge d'exploitation Q				3.5

➤ Volée

Tableau II.5. Evaluation des charges sur la volée

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.165/0.3		0.22
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.165/0.3		0.22
3	Marche		$h/2=0.165/2$	22	1.81
4	Dalle pleine		$0.16/\cos(\alpha)$	25	4.79
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanente G					8.76
Charge d'exploitation Q					2.5

➤ Palier

Tableau II.6. Evaluation des charges du palier

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36

4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente G				5.43
Charge d'exploitation Q				2.5

➤ **Murs extérieurs**

Tableau II.7. Evaluation des charges de murs extérieurs

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 10cm	0.1	/	0.9
3	Lame d'aire	0.1	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.1	/	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
➤ Charge permanente G				2.27

➤ **L'acrotère de terrasse inaccessible**

Tableau II.8. Evaluation des charges de l'acrotère

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Béton	0.1	25	2.5
3	Enduit ciment intérieure	0.015	18	0.27
Charge permanente G				3.04

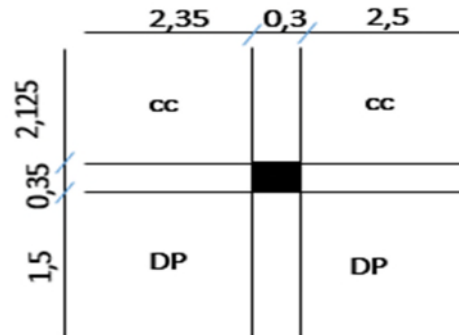
II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Tableau II.9. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b*h) cm ²	Poids propre G(KN) {G=hbH _{eyc} }
Sous sol+ EntreSol 1 et 2	50*55	20,41
RDC+Etages 1et 2	45*50	16,70
Etages 3, 4 et 5	40*45	13,36
Etages 6 et 7	35*40	10,39

Etages 8	30*35	7,79
----------	-------	------

- Descente de charge
- Terrasse inaccessible



- surfaces afférentes

$$S1=2.35*2.125=4,99 \text{ m}^2$$

$$S2=2.5*2.125=5,31 \text{ m}^2$$

$$S3=2,35*1,5=3,52 \text{ m}^2$$

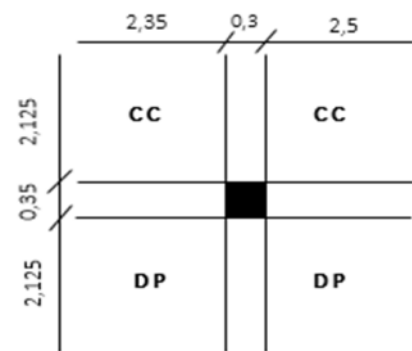
$$S3=2,5*1,5=3,75 \text{ m}^2$$

Figur.II.7.Surface afférant du poteau P1

$$G_{pp}=\gamma_c*h_{pp}*b_{pp}*L_{pp}$$

$$G_{pp} = 25 * 0,35 * 0,45 * 5.15 = 20.27KN$$

$$G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,4*3.975 =11.92KN$$



- poteaux a proximité des dalles pleins 6 eme étage :

- Surfaces afférentes :

Figure.II.8.La surface afférante du poteau P2

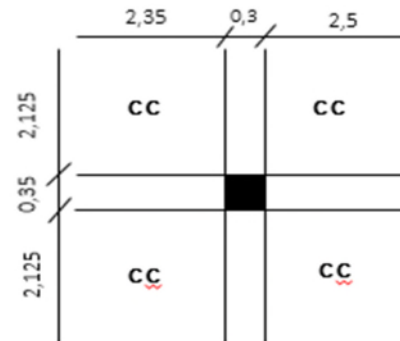
$$S1=2.35*2.125= 4,99 \text{ m}^2$$

$$S2 =2.5*2.125=5,31 \text{ m}^2$$

$$S3=2.35*2,125=4.99 \text{ m}^2$$

$$S4= 2,5*2,125=5,31 \text{ m}^2$$

➤ **Etages courants**



(De l entre sol 2 jusqu'au 5 eme étage)

$$S1=2.35*2.125= 4,99 \text{ m}^2$$

Figure .II.9.La surface afférant du poteau P3

$$S2 =2.5*2.125=5,31 \text{ m}^2$$

$$S3=2.35*2.125=4,99 \text{ m}^2$$

$$S4=2.5*2.125=5,31 \text{ m}^2$$

• **Poids des poutres**

$$L_{pp} = 5.15m$$

$$L_{ps} = 4.6m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 25 * 0,35 * 0,45 * 5.15 = 20.27KN \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,45 * 4.6 = 15.52KN \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow G_{\text{poutre}}=35,79 \text{ KN}$$

• **Poids des planchers**

Plancher terrasse inaccessible $6,38 \times 10,3 + 4,68 * 7,27 = 99.73 \text{ KN}$.

Etage courant 7 eme étage $5,21 * 10,3 + 4,68 * 7,27 = 87.68 \text{ KN}$.

Plancher à étage courant (habitation) : $5.21 \times 20,6 = 107,30 \text{ KN}$.

Plancher à étage courant (habitation) : $5.21 \times 10,3 + 4,68 * 10,3 = 101.86 \text{ KN}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P1) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Evaluation de la descente de charge de poteau P1.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	99,73	17,57
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	11,92	
	Poteau (0.35x0.30) m ²	7,79	
	L'acrotère	8,76	
Total		142.07	17,57
N2	N1	142,07	40,89
	Plancher étage courant	94,84	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	11,92	
	Poteau (0.35x0.40) m ²	10,39	
Total		279.09	71,79
N3	N2	279,09	51,5
	Plancher étage courant	101,86	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.35x0.40) m ²	10,39	
Total		427.13	123.29
N4	N3	427,13	30,9
	Plancher étage courant	107,30	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.40x0.45) m	13,36	
Total		583.58	154.19
N5	N4	583,58	30,9
	Plancher étage courant	107,30	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.40x0.45) m ²	13,36	
Total		740.03	185.09
N6	N5	740,03	30,9
	Plancher étage courant	107,30	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.40x0.45) m ²	13,36	
Total		882.48	215.99
N7	N6	882,48	
	Plancher étage courant	107,30	

	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	30,9
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.45x0.50) m ²	16,7	
Total		1042.27	246.89
N8	N7	1042..27	
	Plancher étage courant	107,30	
	Poutres principales (0.3x0.4) m ²	20,27	30,9
	Poutres secondaires (0.3x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.45x0.50) m ²	16,7	
Total		1202.06	277.79
N9	N8	1202.06	
	Plancher étage courant	107,30	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	30,9
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.45x0.50) m ²	16,7	
Total		1361.85	308.69
N10	N9	1361.85	
	Plancher étage courant	107,30	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	30,9
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.50x0.55) m ²	20,41	
Total		1525.35	339.59
N11	N10	1525.35	
	Plancher étage courant	107,30	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	51.5
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.50x0.55) m ²	20,41	
Total		1688.85	391.09
N12	N11	1688.85	
	Plancher étage courant	107.3	
	Poutres principales (0.35x0.45) m ²	20,27	51.5
	Poutres secondaires (0.30x0.40) m ²	15,52	
	Poteau (0.50x0.55) m ²	20,41	
Total		1852.33	442.59

Tableau II.11. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux

Poteau	G (KN)	Q (KN)
P1	1688.85	391.09
P2	1616.84	334.77

Pour le poteau P1 :

- $G_{P1}=1688.85\text{KN}; \quad Q_{P1}=391.09\text{KN}$

$$N_u=1.35G+1.5Q \longrightarrow N_u = 1.35 \times 1688.85 + 1.5 \times 391.09$$

$$N_u=2866.58\text{KN}$$

$$N_s=G+Q \longrightarrow N_s=2079.94\text{KN}.$$

Pour le poteau P2 :

- $G_{P2}=1616.84\text{KN}; \quad Q_{P2}=334.77\text{KN}$

$$N_u=1.35G+1.5Q \longrightarrow N_u = 1.35 \times 1616.84 + 1.5 \times 334.77$$

$$N_u=2684.88\text{KN}$$

$$N_s=G+Q \longrightarrow N_s=1951.61\text{KN}.$$

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P1) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u'=1.1 \times 2866.58=3153.23\text{KN}$$

$$N_u'=3153.23\text{KN}$$

Vérification des poteaux**a. Vérification à la compression simple**

- **Entresol2 :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

B : section du béton

$$\text{On a } B = 0.50 \times 0.55 = 0.275\text{m}^2$$

$$B \geq \frac{3153.23 \times 0.001}{14.2} \geq 0.222\text{m}^2$$

$$B \text{ adopté}=0.275\text{m}^2 > B \text{ calculé}=0.222\text{m}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.12. Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu(KN)	Comparaison ($B^{adop} \geq B^{calc}$)		Observation
		$B^{adop}(m^2)$	$B^{calc}(m^2)$	
Tersasse inaccessible	239.96	0,105	0.016	Vérifiée
7	484.45	0,14	0.034	Vérifiée
6	761.56	0.14	0.053	Vérifiée
5	1019.11	0.18	0.071	Vérifiée
4	1404.34	0.18	0.098	Vérifiée
3	1666.86	0.18	0.117	Vérifiée
2	1955.14	0.225	0.137	Vérifiée
1	2243.41	0.225	0.157	Vérifiée
RDC	2531.68	0.225	0.178	Vérifiée
Entre sol 1	2825.46	0.275	0.199	Vérifiée
Entre sol 2	3153.231	0.275	0.222	Vérifiée
Sous sol		0.275		Vérifiée

b. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5, γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{h \times b^3}{12}$$

On prend $As = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

Br = (a-2) × (b-2), Il faut vérifier que : Br ≥ B_{rcal}

Tableau II.13. Résultats de la vérification au flambement.

Etages	Nu(KN)	i (m)	λ	α	(B ^r ≥ B ^r _{calc})		Observation
					Br(m ²)	Br ^{calc} (m ²)	
terrasse	239.96	0.087	20,27	0.796	0.092	0.013	Vérifiée
7	484.45	0.101	17,46	0.809	0.125	0.027	Vérifiée
6	761.56	0.101	17,46	0.809	0.125	0.042	Vérifiée
5	1019.11	0.115	15,33	0.818	0.163	0.056	Vérifiée
4	1404.34	0.115	15.33	0.818	0.163	0.078	Vérifiée
3	1666.86	0.115	15.33	0.818	0.163	0.092	Vérifiée
2	1955.14	0.129	13,67	0.824	0.206	0.107	Vérifiée
1	2243.41	0.129	13,67	0.824	0.206	0.123	Vérifiée
RDC	2531.68	0.129	13,67	0.824	0.206	0.139	Vérifiée
Entre sol 1	2825.46	0.144	12,25	0.829	0.254	0.154	Vérifiée
Entre sol 2	3153.23	0.144	12,25	0.829	0.254	0.172	Vérifiée
Sous sol		0.144	12,25	0.829	0.254		Vérifiée

II.9. Calcul des planchers :

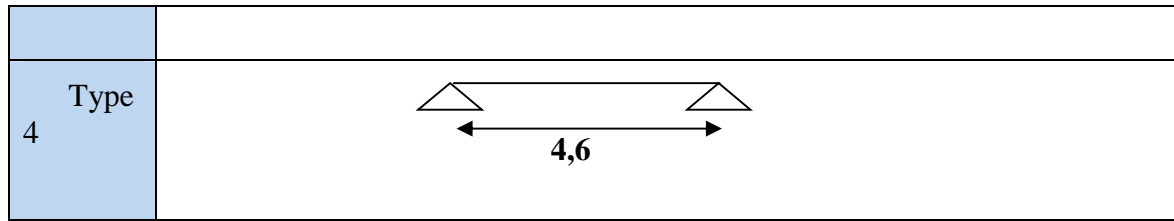
Remarque : la hauteur du corps creux a été modifiée a 24 cm pour la non vérification de la flèche.

➤ **Différentes types de poutrelles :**

On distingue (4) principaux types illustrés dans le tableau :

Tableau .14. Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique de poutrelles
1	
2	
3	



Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans ce tableau :

Tableau 15 . Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types des poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 3	Vérifiées	$Q_{max}=5KN/\leq\min(5KN/m^2; 2G)$ $F. P. N$ $0,8\leq(Li/Li+1) \leq 1,25$ $I = constant$	méthode forfaitaire
Type 1,2	Non Vérifiées	$Li/Li+1 \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 4	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

➤ **Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q$; $p_u=q_u \times b$.

ELS : $q_s=Q+G$; $p_s= q_s \times b$ avec : $b=0.65m$.

Tableau 16. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	pu (KN/ml)	Qs (KN/m ²)	ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.73	1	10,5 8	6.88	7.73	5.02
bureaux	5,56	2.5	11.2 5	7.31	8.06	5.23
Etage d'habitation	5.56	1.5	9,75	6,34	7.06	4.58

➤ **Calcul des sollicitations (M, V)**

1) **Exemple illustratif (type 3)**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 3 du plancher étage courant

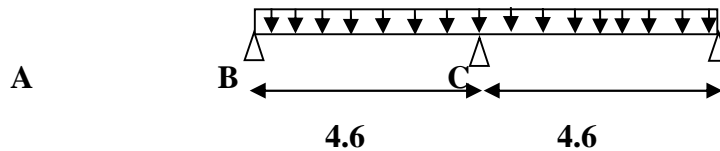


Figure II.11. Schéma statique de poutrelle type 3.

• **Moment isostatique**

A l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6,34 \times 4,6^2}{8} = 16,76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6,34 \times 4,6^2}{8} = 16,76 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{Travée A-B } M_0^{AB} = \frac{p_s l_{CD}^2}{8} = \frac{4,59 \times 4,6^2}{8} = 12,14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C } M_0^{BC} = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4,59 \times 4,6^2}{8} = 12,14 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis**

❖ **Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$**

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

$$M_A^U = M_C^U = -0,15 \times 16,76 = -2,51 \text{ KN.m}$$

$$M_A^S = M_C^S = -0,15 \times 12,14 = -1,83 \text{ KN.m}$$

❖ **Appuis intermédiaires**

A l'ELU

$$M_B = -0,6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 16,76 = -10,05 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_B = -0,6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 12,14 = -7,28 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,56} = 0.212$$

$$\alpha = 0.212 \Rightarrow \begin{aligned} 1+0.3\alpha &= 1.063 \\ 1.2+0.3\alpha &= 1.263 \end{aligned}$$

A l'ELU

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0.3\alpha}{2} M_0 ; \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Travée A-B

$$M_t \geq 1.05 \times 16.76 - \frac{10.05}{2} = 12.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 16.79 = 10,60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(12,79 ; 10,60) \quad M_t = 12,79 \text{ KN.m}$$

Travée B-C = travée AB**A l'ELS****Travée A-B**

$$M_t \geq 1.05 \times 12.14 - \frac{7.28}{2} = 9.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 12.14 = 7.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(9.26 ; 7.66) \quad M_t = 9.26 \text{ KN.m}$$

Travée B-C = Travée AB**➤ Les efforts tranchants****A l'ELU****Travée A-B = Travée B-C**

$$V_A = \frac{6.34 \times 4.6}{2} = 14.58 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -16.76 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.34 \times 4,6}{2} = 16.76 \text{ KN}$$

$$V_C = -14.58 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage des poutrelles**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle terrasse inaccessible qui est sollicitée par :

<p>A l'ELU : $M_t^{\max} = 12.79 \text{ KN.m}$</p> <p>$M_a^{\max} = -10.05 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = -7.28 \text{ KN.m}$</p> <p>$V^{\max} = 16.76 \text{ KN}$</p> <p>$M_a^{\text{rive}} = -2.28 \text{ KN.m}$</p>	<p style="border-left: 1px dashed black; padding-left: 5px;"> </p>	<p>A l'ELS : $M_t^{\max} = 9.26 \text{ KN.m}$</p> <p>$M_a^{\text{rive}} = -1.83 \text{ KN.m}$</p>
---	--	--

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=65\text{cm}; \quad b_0=10\text{cm}; \quad h=20\text{cm}; \quad h_0=4\text{cm}; \quad ht=24\text{cm}.$

1. Calcul à l'ELU : Le ferraillage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

❖ **Exemple plancher à étage d'habitation**

a) **Armature longitudinales**

Ferraillage en travée

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.76 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul des armatures ;

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.79 \times 10^3}{14.2 \times 0.22^2 \times 0.65} = 0.028 < \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Calcul de A : $A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.036) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{12.79 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 1.69 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 1.69 cm^2$$

Soit: $A_t = 2HA8 + 1HA10 = 1.80 cm^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1}{400} = 1.72 cm^2$$

$A_{\min} > A_t$ on ferraille avec A_{\min}

b) Ferrailage en appui

Appuis intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.05 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.146$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.146}) = 0.198$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.198) = 0.202 m ;$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{10.05 \times 10^{-3}}{0.202 \times 348} = 1.42 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_a = 1.42 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.226 cm^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad \text{Vérifiée.}$$

On choisit : $A_a = 2HA10 = 1.57 cm^2$

• **Appuis de rive**

$$A_r = M_a^r \times A_a^{\text{int}} / M_a^{\text{int}} = 2.51 \times 1.42 / 10.05$$

$$A_r = 0.354 cm^2 > A_a^{\min}$$

On choisit : $A_{rive} = 1HA10 = 0.79 cm^2$.

• **Vérification à l'ELU**

a. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 16.76 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{16.76 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié, donc pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min}; h/35; b_0/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8; 24/35; 10/10) = 0.68 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

On choisi un étrier avec $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacement

$$(0.9d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 K \times f_{t28})} = 248.6 \text{ cm}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

b. Vérification des armatures longitudinales

• Appuis de rives

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.94 \times 10^{-3}}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$\underline{A_L = 2HA12 + 2HA10 = 3.83 \text{ cm}^2} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaires

$$V_u = 16.76 \text{ KN} \quad ; \quad F_c = \frac{Mu}{0.9d} = \frac{-10.05}{0.9 \times 0.22} = -50.75 \text{ KN}$$

On a $|F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = 16.76 - 50.75 = -33.99 < 0$

\Rightarrow Les A_L^{inf} ne sont soumises à aucun effort de traction.

• Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0.275m$$

$$\tau_u = \frac{16.76 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.895MPa$$

$$0.2 * F_{c28} / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = \min(a_1; a_2)$$

$$a_1 = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8\text{cm}$$

$$a_2 = l_a - 2 \cdot c = 30 - 4 = 26\text{cm} \quad \text{avec } l_a : \text{ largeur de l'appui.}$$

$$V_u = 16.76\text{KN} \leq 0.267 \times 0.198 \times 0.1 \times 25 = 0.132\text{KN} ; \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau17. Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

Position	Nature	M(K N.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	Acal cm ²	Ami n cm ²	A ado (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	18.2	0.04	0.052	15.4	2.42	1.72	2HA12+1HA10=3.05
	App(inter)	9.27	0.02	0.026	21.7	1.22	0.26	2HA10=1.57
	App(rive)	2.72	/	/	/	0.35	0.26	1HA10=0.79
bureaux	Travée	19.35	0.043	0.056	21.5	2.58	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	App(inter)	11,61	0.025	0.032	21.7	1.53	0.26	2HA10=1.57
	App(rive)	4.46	/	/	/	0.58	0.26	1HA10=0.79
Etagescourants	Travée	15,94	0.053	0.068	17.5	2.61	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	App(inter)	10.05	0.146	0.198	20.2	1.42	0.26	2HA10=1.57
	App(rive)	2,51	/	/	/	0.35	0.26	1HA10=0.79

- **Vérification à l'ELS**

a. État limite d'ouverture des fissures

BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

En travée

- Position de l'axe neutre (y) ;

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.05(22 - 4) = -303.5 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure

$$\Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 3.05 \times 10^{-4} + 0 + (0.65 - 0.10)0.04]y - 15(3.05 \times 10^{-4} \times 0.22 + 0) - (0.65 - 0.10)\frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.97 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie ;

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.0497^3 + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} (0.22 - 0.0497)^2 - (0.65 - 0.10)\frac{(0.0497 - 0.04)^3}{3} = 2.9 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{12.79 \times 10^{-3} \times 0.0497}{2.9 \times 10^{-4}} = 2.19 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.19 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.} \quad (\text{BAEL E.III.2})$$

En appuis intermédiaires

- Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57(22 - 4) = 96.1 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$\Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.1}{2} y^2 + 15(1.57 \times 10^{-4} + 0)y - 15(1.57 \times 10^{-4} \times 0.22) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0364\text{m}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b0}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.1}{3} \times 0.0364^3 + 15 \times 1.57 \times 10^{-4} (0.22 - 0.0364)^2 = 0,89 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.26 \times 10^{-3}}{0,89 \times 10^{-4}} \times 0.0364 = 3.78 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < 15 MPa$$

Vérification des contraintes à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

Tableau 18. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				En appuis				observat ion
	Mt KN.m	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b Mpa	Mt KN.m	Y (m)	I(cm ⁴)	σ_b Mpa	
Terrasse inaccessible	18.2	4.97	15911.59	4.73	9.27	3.99	10717. 86	3.19	Vérifiée
bureaux	19.35	5.24	17366.04	5.30	11.61	3.99	10717. 86	3.52	Vérifiée
Etages courants	15.94	3.87	10130.62	3.16	10.05	3.63	8983.4 7	2.72	Vérifiée

➤ **État limite de déformation BAEL91 (Article L.VI, 2)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Évaluation de la flèche**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{460} = 0.052 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 4m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000}\right) + 0.5 = \frac{460}{1000} + 0.5 = 0.96cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- Évaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.2 = 2.08KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.56 = 3.614KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.56 + 1.5) = 4.589KN / m$$

Evaluation de M_{ser} :

$$(M.F) : M_{ser} = (1.063 - 0.3)m_0 = 0.763 m_0$$

$$M_{gser} = 0.763 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 4.19KN.m$$

$$M_{pser} = 0.763 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 5.82KN.m$$

$$M_{pser} = 0.763 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 7.39 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes** (σ_s) :

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 70.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 122.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 156.02 \text{ Mpa}$$

- **Évaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_gv}}$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.90 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \cdot h^2 / 2 + (b - b_0) h_0^2 / 2 + n(A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times 24^2 / 2 + (65 - 10) \times 4^2 / 2 + 15(3.05 \times 22)}{10 \times 24 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 3.05} = 8.55 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 - b_0 \frac{(y_G - h)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15(A(d - y_G)^2 + A'(d - y_G)^2)$$

$$I_0 = 32385 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton).})$$

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 22} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.07 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.23 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32456.59 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

✓ **Calcul des inerties fictives ;**

Inerties fictives (I_f)

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$$

$$; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.39$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.58$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.65$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = 16181 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 12681 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 11775 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 20667 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches**

$$f_{ji} = 1.73 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = 3.92 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = 5.36 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = 7.22 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- La flèche totale Δf**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (7.22 - 1.73 + 5.36 - 3.92) \times 10^{-3} = 6.93 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.69 \text{ cm} < f_{adm} = 1.01 \text{ cm}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche est vérifiée.

-Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

- ✓ **État limite de déformation**

Tableau 19. Vérification de la flèche

planchers	Planche d'habitation	bureaux	Terrasse inaccessible
q_{jser} KN/m	2.08	2.08	2.08
q_{gser} KN/m	3.61	6.61	4.39
q_{pser} KN/m	4.58	5.24	5.02

M_{jser} KN.m	4.4	4.4	4.4
M_{gser} KN.m	7.63	7.63	9.24
M_{pser} KN.m	9.69	11.06	10.62
I_0 (cm ⁴)	32385	32385	32385
ρ	0.013	0.013	0.013
λ_i	3.07	3.07	3.07
λ_v	1.23	1.23	1.23
σ_{sj} (Mpa)	70.85	70.85	70.85
σ_{sg} (Mpa)	122.98	122.98	148.87
σ_{sp} (Mpa)	156.02	178.17	171.01
μ_j	0.39	0.39	0.39
μ_g	0.58	0.58	0.64
μ_p	0.65	0.69	0.68
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	16181	16181	16181
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	12681	12681	2406
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	11775	1137	11489
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	20667	20667	19857
f_{ji} (mm)	1.73	1.77	1.77
f_{gi} (mm)	3.92	3.92	5.05
f_{pi} (mm)	5.36	6.34	6.02
f_{gv} (mm)	7.22	7.22	9.10
Δf (mm)	6.89	7.87	8.31

f_{adm} (mm)	10.1	10.1	10.1
observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Tableau 20. Ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
bureaux			
Plancher terrasse inaccessible			

II.9.2.Étude de la dalle de compression

- ARMATURES PERPENDICULAIRES AUX POUTRELLES

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ARMATURES PARALLELES AUX POUTRELLES

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé *TS* $\Phi 5$ 150×150

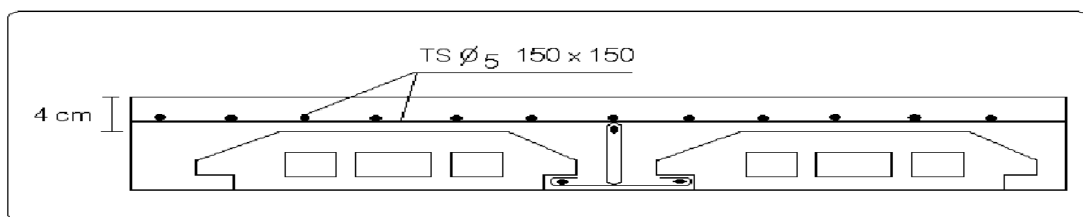
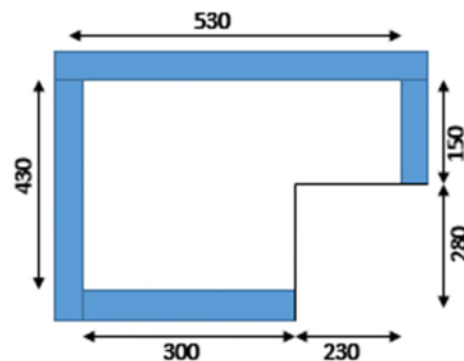


Figure.12.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.9.2.1Étude des dalles pleines :

- **Panneau de la dalle sur 4 appuis.**

$$\rho = L_x / L_y = 4.6/5.3 = 0.81 > 0.4,$$



La dalle travaille suivant les deux sens.

Figure II.13.Panneau sur 4 appuis

1-Calcul des sollicitations

a-ELU

On a : $G=5.18 \text{ KN/m}^2$ et $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 3.5 = 12.24 \text{ KN.ml.} \\ P_s = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{ KN.ml.} \end{array} \right.$$

$$\mu_x = 0.0550$$

$\mu_y = 0.6135 \dots \dots \dots$ BAEL (annexe 1)

$$\left\{ \begin{aligned} M_{0u}^x &= \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0.0550 \times 12.24 \times 4.6^2 = 14.24 \text{ KN} / \text{ml} \\ M_{0u}^y &= \mu_y \times M_0^x = 0.6135 \times 14.24 = 8.73 \text{ KN} / \text{ml} \end{aligned} \right.$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

- **En travée** $\left\{ \begin{aligned} M^t_x &= 0.85 M^x_{0u} = 12.10 \text{ KN.m} \quad (\text{Panneau de rive}) \\ M^t_y &= 0.85 M^y_{0u} = 7.42 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

- **En appuis** $\left\{ \begin{aligned} M^a_x &= -0.4 M^x_{0u} = -4.89 \text{ KN.m} \\ M^a_y &= -0.4 M^y_{0u} = -3.49 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

2-Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

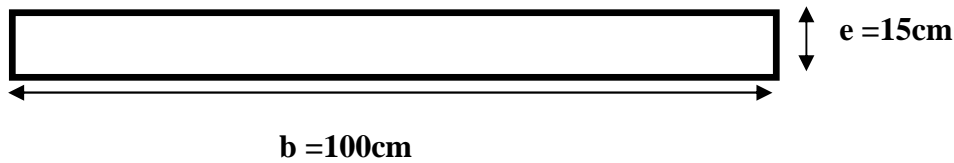


Figure II.14. Section de la dalle pleine à ferrailler.

- **Selon Lx**

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.10 \times 10^3}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.059 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}) = 0.076$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.076) = 0.116$$

$$A_{tx} = \frac{M^t_x}{z \times f_{st}} = \frac{12.10 \times 10^3}{0.116 \times 348} = 2.9 \times 10^4 \text{ m}^2$$

Selon Ly

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.42 \times 10^3}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.036 \text{ KN.m}$$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.023 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.03$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.03) = 0.118$$

$$A_{ax} = \frac{M^t_x}{z \times f_{st}} = \frac{6 \times 10^3}{0.118 \times 348} = 1.18 \times 10^4 \text{ m}^2$$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.49 \times 10^3}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.017 \text{ KN.}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0 \quad \mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.021) = 0.118 \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.045) = 0.117$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{7.42 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 1.8 \times 10^{-4} m^2 \quad A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{3.49 \times 10^{-3}}{0.118 \times 348} = 0.84 \times 10^{-4} m^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4 f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{x_{min}} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y_{min}} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_t > A_{min}$. Donc on ferraille avec A_t

Tableau 21. Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.

En travée				
Sens	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{opt}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
Sens-x	2.9	1.31	3HA12=3.39	33
Sens-y	1.8	1.2	3HA12=2.26	33
En appuis				
Sens-x	1.18	1.31	3HA10=2.36	33
Sens-y	0.84	1.2	3HA10=2.36	33

➤ Vérification des espacements

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

➤ Vérification des diamètres des barres

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de cisaillement

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.24 \times 5.3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.81}{2}} = 23.08 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{23.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.192 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0671 \times 8.68 \times 4.6^2 = 12.32 \text{ KN / ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7246 \times 12.32 = 8.93 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

État limite de compression du béton

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'extérieur (FN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

Localisation	M _{ser} (K N.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travées (x)	4.72	5018.7	3.02	6.3	15	Vérifiée
Appuis (x)	2.16	2616.2	2.15	4.07	15	Vérifiée
Travées (y)	3.37	3580	2.53	5.37	15	Vérifiée

Appuis (y)	1.57	2616.2	2.15	2.94	15	Vérifiée
------------	------	--------	------	------	----	----------

Tableau 22. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

- **État limite d'ouverture des fissures**

La FN ⇒ aucune vérification à faire.

- **État limite de déformation**

Selon x

$$\frac{h}{L_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.032 > 0.03 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.032 > \frac{4.72}{10 \times 4.72} = 0.05 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{400} = 0.0028 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont pas vérifier donc il est nécessaire de vérifier la flèche selon x.

Selon y

$$\frac{h}{L_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.028 > 0.03 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ty}}{20 \times M_{ty}} \Rightarrow 0.028 < \frac{0.8}{20 \times 1.07} = 0.037 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{100 \times 12} = 0.0013 < 0.005 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche selon y.

-Vérification de la flèche

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ **CBA93.art(B.6.5.3)**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Selon x

$$f_{adm} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = 0.84 \text{ mm} ; f_{gi} = 2.09 \text{ mm} ; f_{gv} = 4.44 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 6.24 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7.73 \text{ mm} < f_{adm} = 9.2 \text{ mm} ; \text{vérifiée}$$

Selon y

$$f_{ji} = 0.63 \text{ mm} ; f_{gi} = 0.87 \text{ mm} ; f_{gv} = 2.61 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 3.93 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 5.04 \text{ mm} < f_{adm} = 10.3 \text{ mm} ; \text{vérifiée}$$

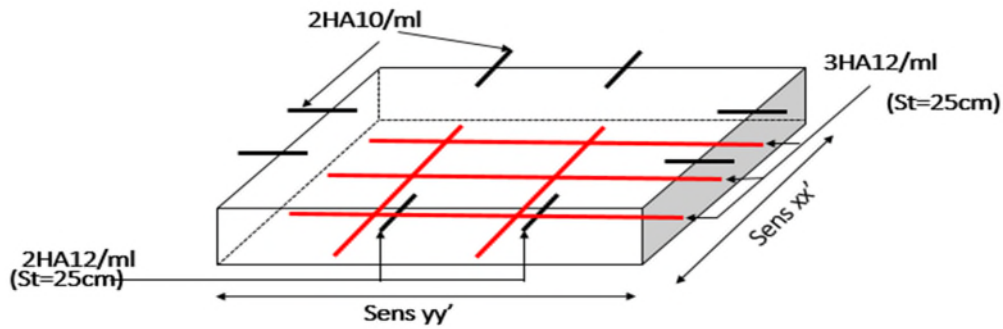


Figure II.15. Schéma de ferrailage

- Panneau de la dalle sur 3 appuis.

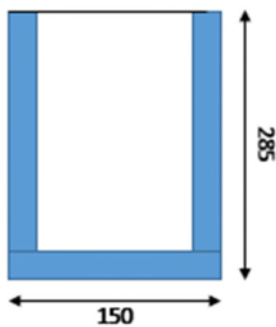


Figure II.16. Dalle sur trois appuis

Tableau 23. Calcul du ferrailage du panneau sur 3 appuis.

En travée				
Sens	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2/m)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	$S_t(cm)$
Sens-x	2.66	1.48	3HA12=3.39	33
Sens-y	1.51	1.2	3HA12=3.39	33
En appuis				
Sens-x	1.53	1.48	3HA10=2.36	33
Sens-y	0.88	1.2	3HA10=2.36	33

Tableau 24. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
Travées (x)	6.29	3365.8	2.72	5.09	15	Vérifier

Appuis (x)	3.7	1773.3	1.94	4.06	15	Vérifier
Travées (y)	3.64	2415.5	2.28	3.45	15	Vérifier

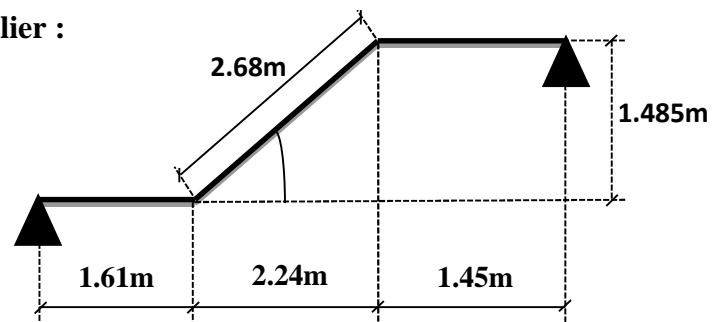
II.9.3.Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

• **Calcul de l'escalier**

➤ **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=8.76 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$



➤ **La charge permanente sur le palier d'escalier :Figure II.17**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Calcul à l'ELU:

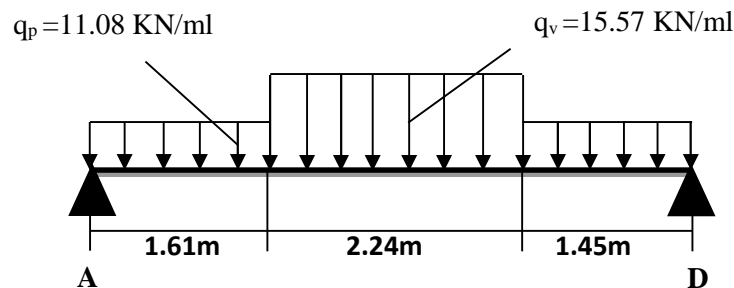
• **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v=(1.35 \times 8.76)+(1.5 \times 2.5)=15.57 \text{ KN/ml.}$$

• **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p=1.35G_p+1.5Q_p=(1.35 \times 5.43)+(1.5 \times 2.5)=11.08 \text{ KN/ml.}$$

• **Schémostatique:**



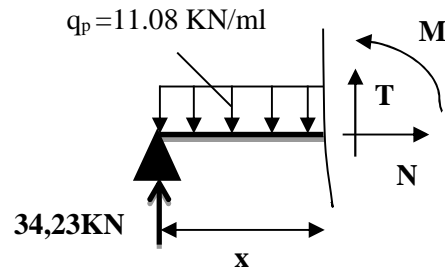
• **Calcul des sollicitations:Figure II.18**

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 34,23 \text{ KN.}$$

$$R_B = 34,54 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

- **1^{er} tronçon : $0 < x < 1.61 \text{ m}$ Figure II.19**

$$M = 34,23 x - 5,54 x^2$$

$$T = 11,08 x - 34,23$$

Pour $x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T = -34,23 \text{ KN}$

Pour $x=1.61 \rightarrow M = 40,75 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T = -16,39 \text{ KN}$

- **2^{ème} tronçon : $1.61 \text{ m} < x < 3.85 \text{ m}$**

$$M = -7,76x^2 + 28,89x + 14,36$$

$$T = -11,08 + 15,57 x$$

Pour $x = 1.61 \rightarrow M = 40,75 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T = 13,98 \text{ KN}$

Pour $x = 3.85 \rightarrow M = 10,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T = 48,86 \text{ KN}$

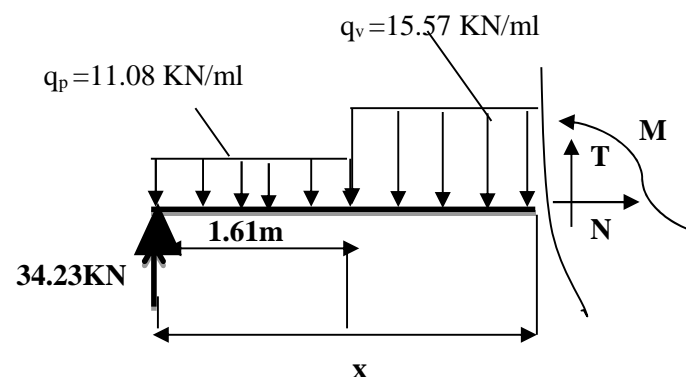
Calcul M^{max} :

$$M^{\text{max}} = M(x)$$

Calcul de x :

$$Dm/dx \rightarrow x = 1.86 \text{ m}$$

Donc $M^{\text{max}} = 41,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$. **Figure II.20**



- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0,5 M^{\text{max}} = -0,5 \times 41,17 = -20,58 \text{ KN} \cdot \text{m.}$$

$$M_t = 0,85 M^{\text{max}} = 0,85 \times 41,17 = 34,99 \text{ KN} \cdot \text{m.}$$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.25. Tableau de ferraillage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
34.99	0.096	0.126	0.151	6.65	1.93	6.79=6HA12	25
En appui							
20.58	0.056	0.072	0.155	3.81	1.93	4.52=4HA12	25

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

$$T = 48.86KN$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 1.16MPa.$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{48.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.3MPa$$

$\tau_u = 0.3 MPa < \bar{\tau}_u = 1.16MPa$ condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70cm^2 / ml.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$.

• **Vérification des espacements :**

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

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15MPa$$

Lacharge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.76 + 2.5 = 11.26KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.43 + 2.5 = 7.93 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.26. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R _A (KN)	R _B (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée									
24.85	24.94	1.86	30.07	22.55	4.78	16462.24	6.54	15	vérifiée
En appui									
24.85	24.94	1.86	30.07	15.03	4.03	11896.14	5.09	15	vérifiée

- **Etat de déformation :**

- $\frac{h}{l} = \frac{16.5}{443} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625$

La condition n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau II.27. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.9	6.79	13.56	17.07	22.55	16462.24	53590.65
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.78	31864.71	25084.985	20188.26	38279.035	0.90	0,98

- **Schéma de ferrailage :**

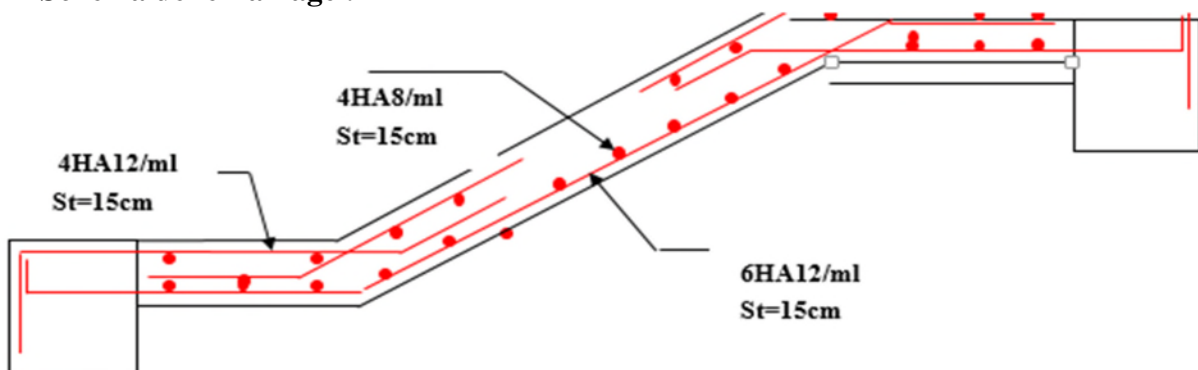


Fig. 21. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

II.9.4. Calcul de la poutre de chaînages :

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

La portée de la poutre de chaînage la plus sollicitées est $L_{\max} = 4.3m$

$$\left[\begin{array}{l} h \geq 15cm \\ h \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \end{array} \right. \text{ Avec (30cm est l'épaisseur du mur),}$$

Selon la condition de la flèche :

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

$$30cm \leq h \leq 46cm$$

➤ Exigences du RPA 99/2003

$$\left[\begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25cm \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Soit : } h = 30cm, b = 25cm ;$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (25×30).

3. Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.25 = 1.875 \text{KN/m}$

Poids du murs : $P_m = 2.27 \text{ KN/m}^2$

$Q_s = 6.06 + 1.875 = 7.93 \text{KN/m}$

$G_{\text{murs}} = 2.27 \times (2.97 - 0.3) = 6.06 \text{N/m}$

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

ELU: $qu = (1.35 \times (6.06 + 1.875)) = 10.71 \text{KN/m}$

$$M_T = qu \times \frac{L_{\max}^2}{8} = 24.75 \text{K.m}$$

$$M_s = qs \times \frac{L_{\max}^2}{8} = 18.32 \text{K.m}$$

$$M_A = -0.15 \times M_T \longrightarrow M_A = -0.371 \text{N.m}$$

➤ Le ferrailage

a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 28. Armatures longitudinales de poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(c$ $m^2/m_l)$	A_{min} (cm^2/m_l)	$A_{opt}(cm^2/m_l)$
Entravée	24.75	0.088	0.116	0.266	2.66	0.84	3HA12=3.39
En appui	3.71	0.013	0.016	0.278	0.38	0.84	3HA12=3.39

b) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57mm \text{ BAEL91(Art. III.3.b),}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5cm^2$.

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 25.2cm$$

DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.). 25.

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{c28})} < 0$$

LeRPA99/version2003 exige un espacement

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm.$$

On adopte $S_t = 15cm$.

➤ **Vérifications**

a) À l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.84cm^2 < A_{cal} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 23.02KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.32MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b) A l'ELS

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 29.Vérification les contrainte dans le béton

position	Mser (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travées	18.32	24424	8.83	2.15	15

$$\sigma_{bc} = 6.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

-Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) : Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.30}{4.3} = 0,069 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,069 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.004 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ Condition non vérifiée.}$$

D'où l'impératif de vérifier de la flèche.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ **CBA93 (Art. B.6.5.3).**

Tableau 30.Vérification de la flèche.

Mj	Mg	Mp	A	F _{gv}	F _p	F _g	F _j	Δf_t	f_{adm}	Observation
(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
2.23	9.52	9.52	3.39	7.7	3.94	3.94	0.38	7.31	8.6	Vérifiée

Schéma de ferrailage

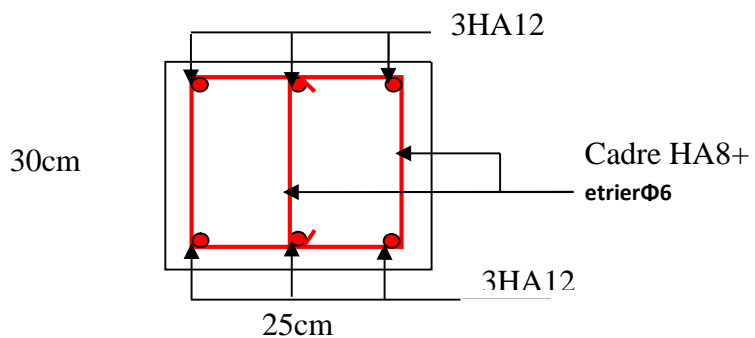
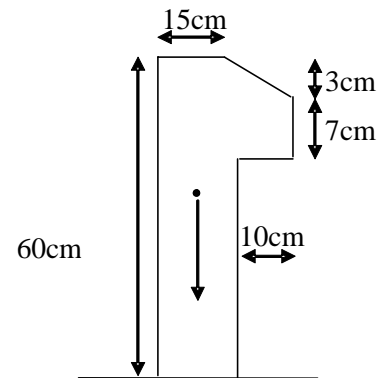


Figure II.22.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

II.9.5.Acrotère :

• **Pour la terrasse inaccessible :**

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.



$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985m^2$$

➤ **Evaluation des charges**

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46KN$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18KN$
- Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN.$$

$$Q = 1KN$$

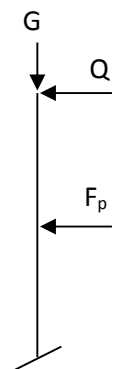
La force sismique :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38KN.$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$



• **Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN$$

$$M_G = 0.$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

- **Combinaisons d'actions :**

Tableau II .31.Combinaison d'action.

	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.90 \text{ KNm}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0.025 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ 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 flexion simple.

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

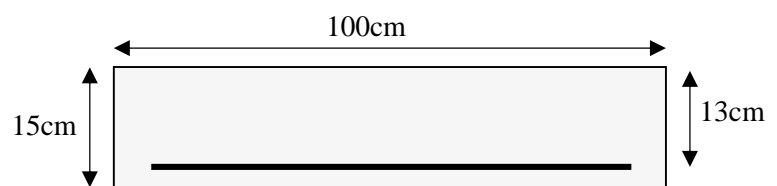


Fig.II. 24. Section à ferrailer.

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

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0. \text{ Donc : } \begin{aligned} e_2 &= 0.58 \text{ cm} \\ e &= e_1 + e_2 + e_a = 0.256 \text{ m} \end{aligned}$$

- **Ferraillage de la section**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1 \text{ KNm}$$

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}. \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\text{D'où : } \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129 \text{ m}.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Ce qui fait $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

$$\text{Les armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Les armatures de répartition : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}.$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ c'est vérifiée.

➤ Vérifications à L'ELS

Vérification de la contrainte d'adhérence limite :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad [2]$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$ c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec : $n = 15$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times [(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.6}{2.88} + (0.13 - \frac{0.15}{2})$$

$$e_a = 0.263m$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (*)$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

On $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$, $b = 1m$ et $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

;Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.251m$

$$\Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$$

Calcul de I :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$

Condition est vérifiée.

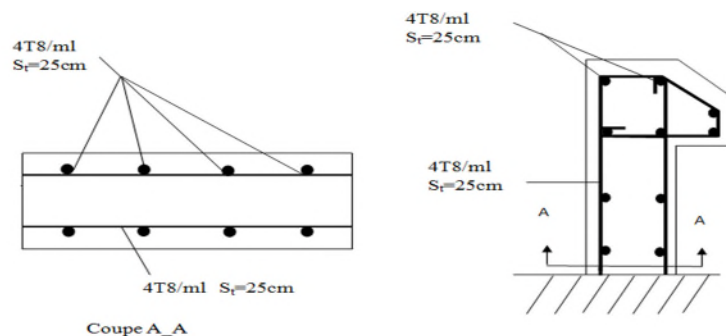


Fig.25.Schéma de ferrailage de l'acrotère

II.9.6. Etude de l'ascenseur :

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :(Annexe II)

La course maximale = 30.6m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = l = 180 \text{ cm}$

$$TS = L = 210 \text{ cm}$$

- **Étude de la dalle pleine de locale des machines**

- a) **Évaluation des charges et surcharge**

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5 \text{ cm}$)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

- **Charges uniformément répartis**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.4}{1.8} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

- Les sollicitations**

à l'ELU : ($v = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0596 \times 9.735 \times 1.4^2 = 1.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.5440 \times 1.13 = 0.614 \text{ KN.m}$$

- Moment en travées :**

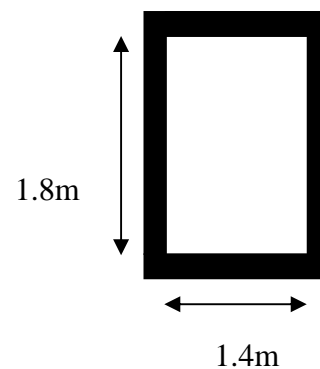


Fig.II.26 : Dalle sur quatre appuis

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.13 = 0.96 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.13 = 0.339 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1.4 + 2\right) = 16 \text{ cm}$$

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens xx	0.96	0.339	0.15	0.05	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	0.96	0.339	0.17	0.06	5HA8=2.51	5HA8=2.51

Tab .32: Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

- Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\text{En travée : Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.77}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.78 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.77}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.78 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures :

$$\text{-Armatures // } L_x : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Armatures // } L_y : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

-Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.735 \times 1.4}{2 \times \left(1 + \frac{0.77}{2}\right)} = 4.92 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{4.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.0282 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

- Vérification à l'ELS

-État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0661 \times 7.1 \times 1.4^2 = 0.919 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6710 \times 0.919 = 0.616 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 0.919 = 0.781 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 0.919 = 0.275 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; A' = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	0.781	2.51	3.26	9375.511	0.271
	yy	0.781	2.51	3.11	7715.16	0.316
Appui	/	0.275	2.51	3.26	9375.511	0.0956

Tab.33: Résultats de calcul des contraintes.

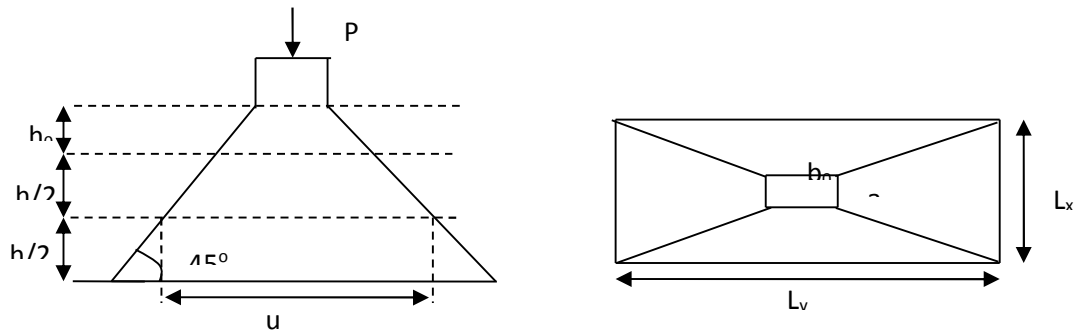


Fig.II.27 :L'ascenseur

- **Cas de charges concentrées :** La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u \times v$).

On calcul le rectangle d'impact ($u \times v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$(a_0 \times b_0) = (69 \times 69) \text{ cm}^2$$

$$u = 69 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 99 \text{ cm}$$

$$v = 69 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 99 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q \text{ BAEL 91 (article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

➤ **ELU**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.4}{1.80} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.076 \\ M_2 = 0.067 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{99}{140} = 0.7$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{99}{180} = 0.55$$

$$G = 103.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 139.45 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.076 \times 139.45 = 10.59 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 0.067 \times 139.45 = 9.34 \text{ KNm}$$

-Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 1.13 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.614 \text{ KNm}$$

-La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.59 + 1.13 = 11.72 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.34 + 0.614 = 9.95 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 11.72 = 9.96 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.95 = 8.45 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 9.95 = 2.98 \text{ KNm}$$

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2)	A_a calculé (cm^2)	A_t adopté (cm^2)	A_a adopté (cm^2)
Sens xx	9.96	2.98	1.67	0.49	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	8.45	2.98	1.53	0.53	5HA8=2.51	5HA8=2.51

Tab.34 : Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines

- Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\text{En travée : Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.77}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 1.6 \text{ cm}^2.$$

-Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 396 \text{ cm}$$

$$q_u = 139.45 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 3.96 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 742.5 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{3 \times 0.99} = 46.95 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{139.45}{3 \times 0.99} = 46.95 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{46.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

-Espacement des armatures

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens yy : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

🚧 **l'ELS :** ($v = 0.2$)

1) Les moments engendrés par le système de levage

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

$$M_{x1} = (M_1 + vM_2)q_{\text{ser}} = (0.076 + 0.2 \times 0.067) \times 103.3 = 8.23 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + vM_1)q_{\text{ser}} = 8.49 \text{ KNm.}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0661 \times 7.1 \times 1.4^2 = 0.91 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.6710 \times 0.91 = 0.61 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.23 + 0.91 = 9.14 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.49 + 0.61 = 9.1 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 9.14 = 7.76 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.1 = 7.73 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 9.1 = 2.73 \text{ KNm.}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A' = 0$.

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	7.76	2.51	3.26	9375.511	2.69
	yy	7.73	2.51	3.11	7715.16	3.11
Appui	/	2.73	2.51	3.26	9375.511	0.94

Tab.35 : Résultats de calcul des contraintes.

Schéma de ferrailage

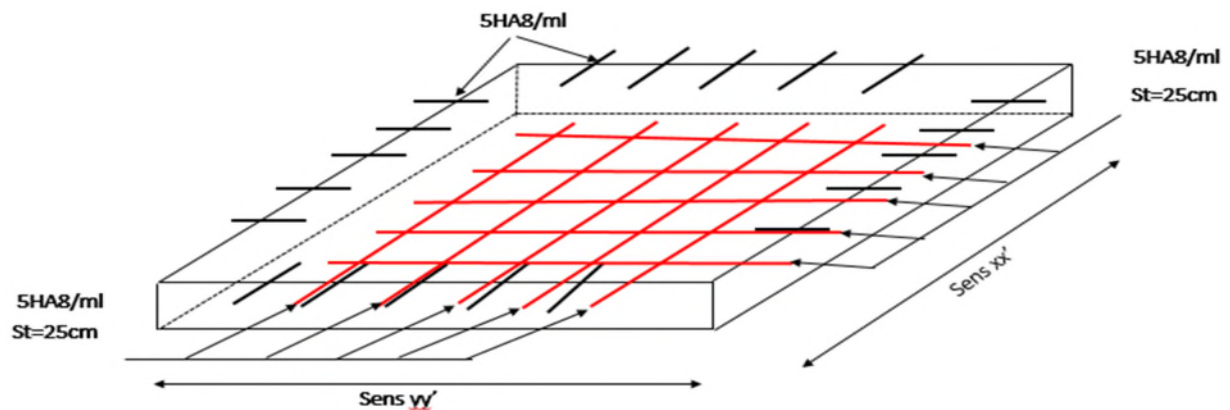


Figure.II.28.Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous

III.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

III.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.3. Modélisation :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan et en élévation. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis qui est connu sur le nom ETABS.

III.4. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres.
- ✓ Les coefficients de participation.
- ✓ Les déplacements du plancher.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). De plus par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet une décente de charge automatique et rapide, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau ...etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

III.5. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

III.5.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA99/2003 (régularité en plan, régularité en élévation...etc.)

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99/2003 Art 4.1.2**).

III.5.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas le bâtiment à étudier n'est pas régulier en plan et en élévation, nous utiliserons la

Méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. En utilisant le logiciel de calcul des structures (**ETABS V16.2.0**).

III.6. Présentation de la méthode modale spectrale

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.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad : \text{l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tels que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right. \longrightarrow A=0.15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R_x=R_y = 5$.
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0
2	Redondance en plan	vérifié	0
3	Régularité en plan	vérifié	0
4	Régularité en élévation	Vérifié	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
6	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} Q_x= 1 \\ Q_y= 1 \end{array} \right.$

✓ $W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Le poids de la structure est : $W = 40261,1962 \text{KN}$.

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s } \text{ RPA99(Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

: Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \text{ D'où, } \longrightarrow \eta = 0,816.$$

$$\text{On a un site ferme S2} \implies \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{s} \\ \text{RPA99/2003(Tableau 4.7)} \\ T_2 = 0.40 \text{s} \end{cases}$$

- ✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure** : Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T h^{3/4} \\ T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

$H = 28.93 \text{m}$: Hauteur total du bâtiment

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$$T = 0.05 * 28.93^{3/4} = 0.62 \text{ s}$$

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 21 \text{m} \\ L_y = 22.2 \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0.56, 0.62) \\ T_y = \min(0.44, 0.62) \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.56 \Rightarrow T_x = 0.72s \\ T_y = 1.3 \times 0.44 \Rightarrow T_y = 0.57s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_y = 1.61 \\ D_x = 1.37 \end{cases}$$

➤ La force sismique totale à la base de la structure est

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.1}{5} \times 40261.1962 \Rightarrow V_x = 2139.07 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.37 \times 1.1}{5} \times 40261.1962 \Rightarrow V_y = 1820.20 \text{ KN}$$

➤ Spectre de réponse de calcul

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (4-13)}$$

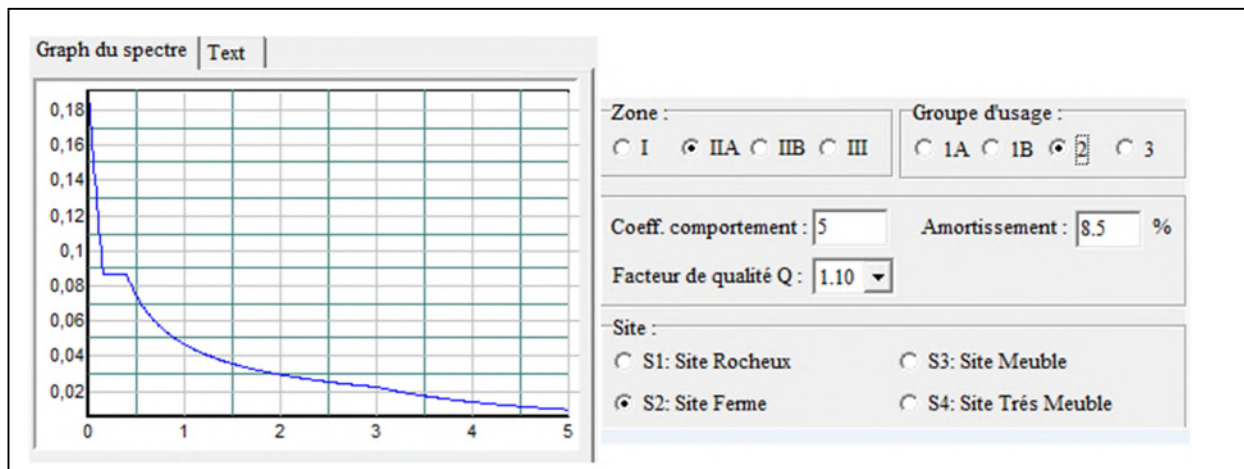


Figure IV.1.Spectre de réponse

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on a utilisé un logiciel d'analyse dénommé ETABS 2016 Ultimate 16.2.0

III.7. Disposition des voiles

La forme architecturale et la présence de parking dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques, après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée ci-dessous

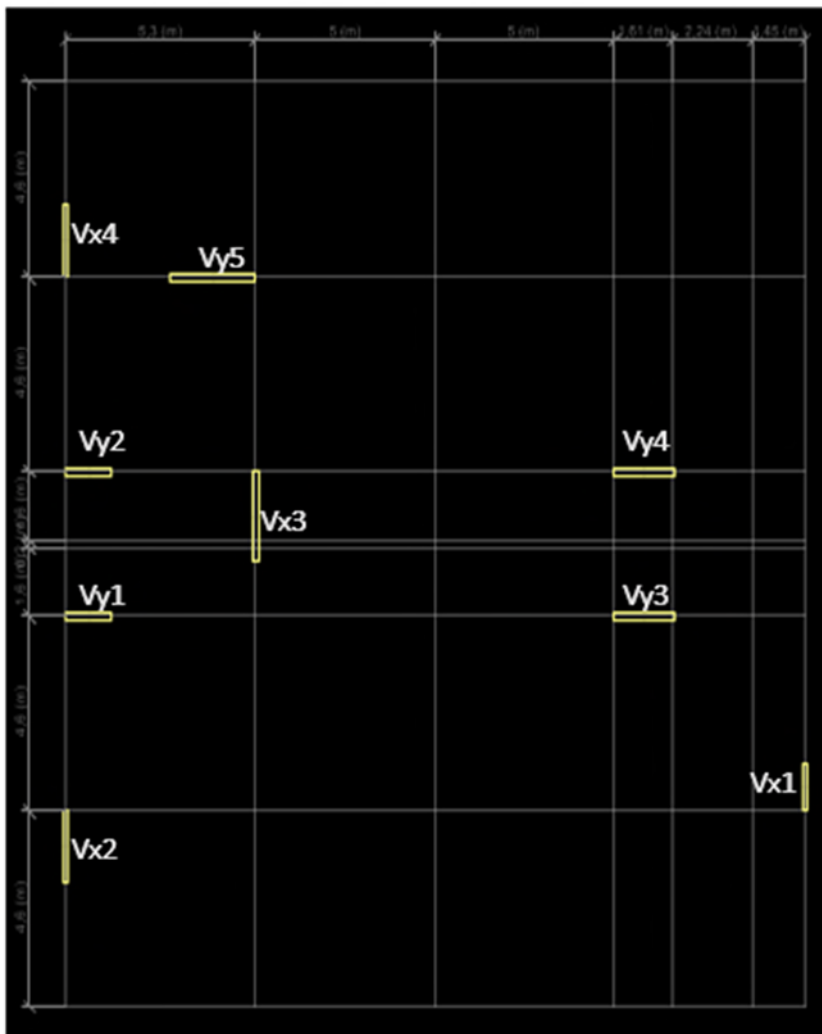


Figure IV.2. Disposition des voiles

III.8. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016 Ultimate 16.2.0

III.8.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau III.2. Périodes et taux de participation.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,57	0,7175	0,0142	0,7175	0,0142
2	0,72	0,014	0,7201	0,7316	0,7343
3	0,651	0,0078	2,37E-05	0,7394	0,7344
4	0,279	0,1061	0,0024	0,8454	0,7367
5	0,261	0,0028	0,1225	0,8482	0,8592
6	0,232	0,0064	0,0015	0,8546	0,8607
7	0,156	0,0334	0,0091	0,8879	0,8698
8	0,148	0,0184	0,0261	0,9064	0,8959
9	0,131	0,0011	0,0178	0,9075	0,9137
10	0,101	0,0033	0,0148	0,9108	0,9285
11	0,094	0,0285	0,003	0,9393	0,9315
12	0,08	0,0004	0,0123	0,9396	0,9437

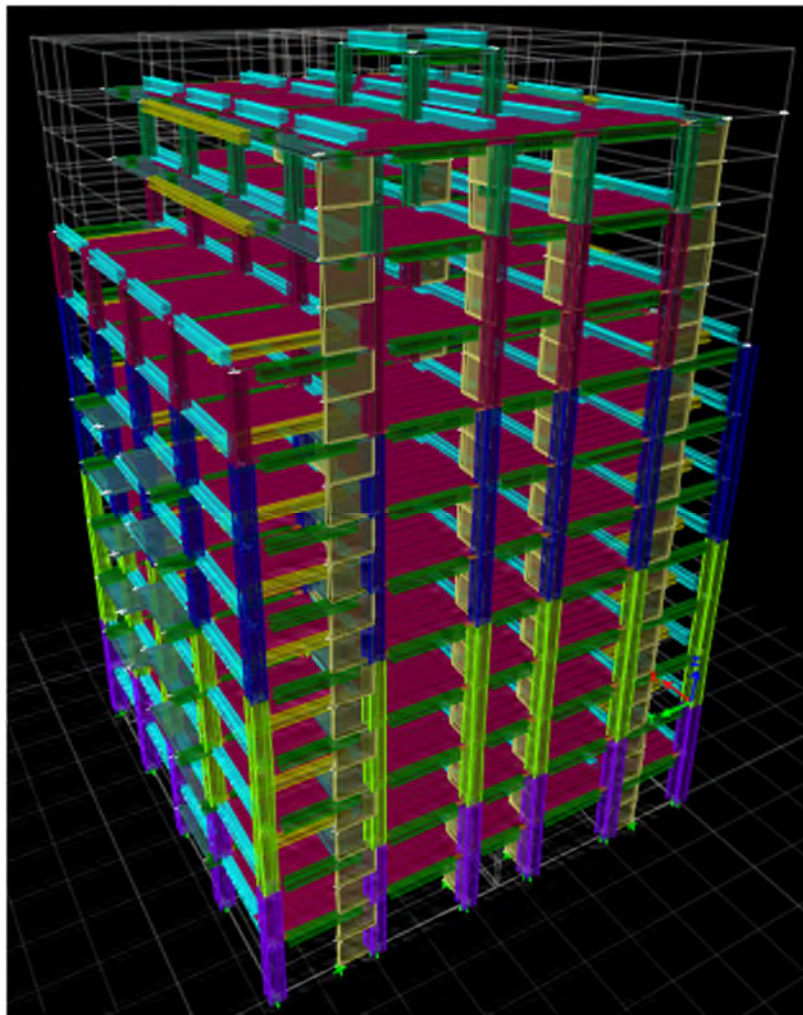


Figure III.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016 Ultimate 16.2.0

Comportement de la structure

- le premier mode est un mode de translation suivant y-y

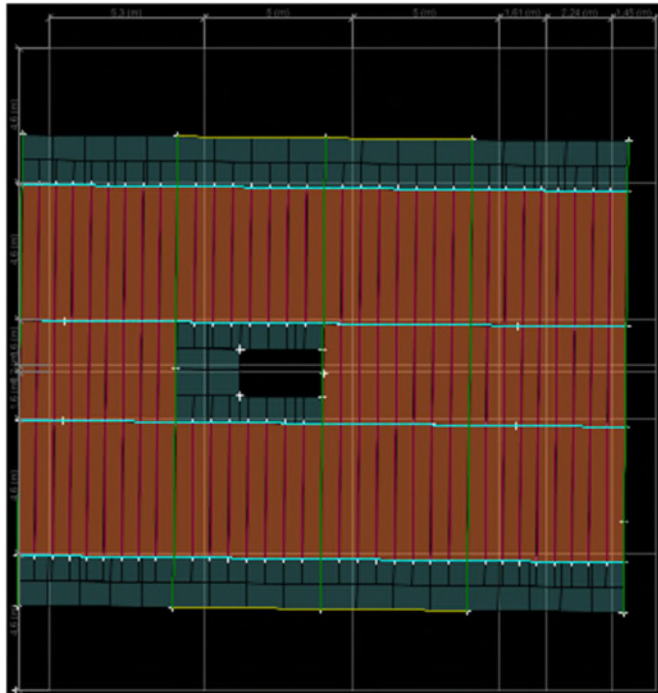


Figure III.4.(mode1) translation suivant l'axe y-y

le deuxième mode est un mode de translation suivant x-x

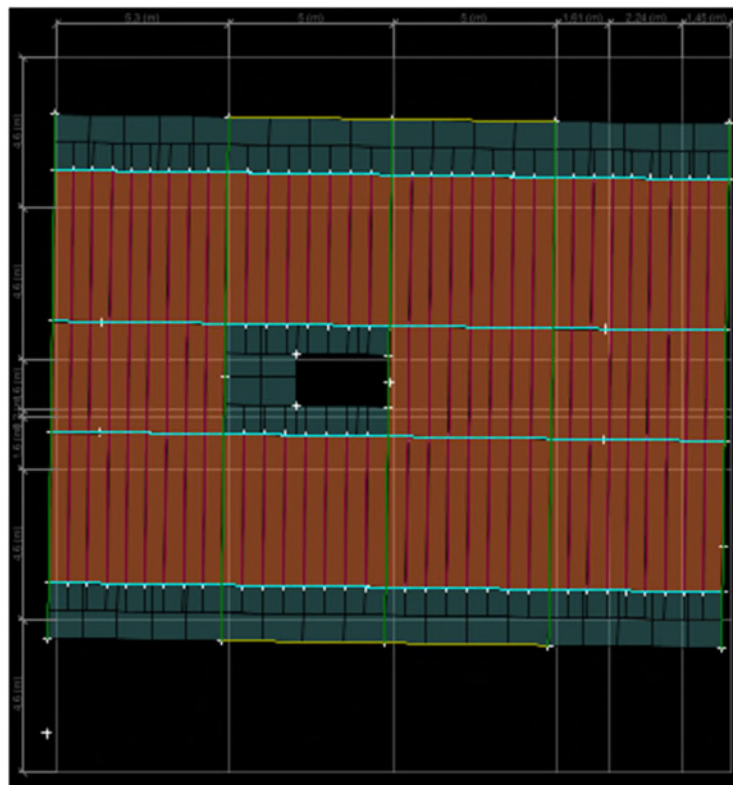


Figure III.5.(mode2) translation suivant l'axe x-x

- Le troisième est un mode de rotation suivant l'axe z-z

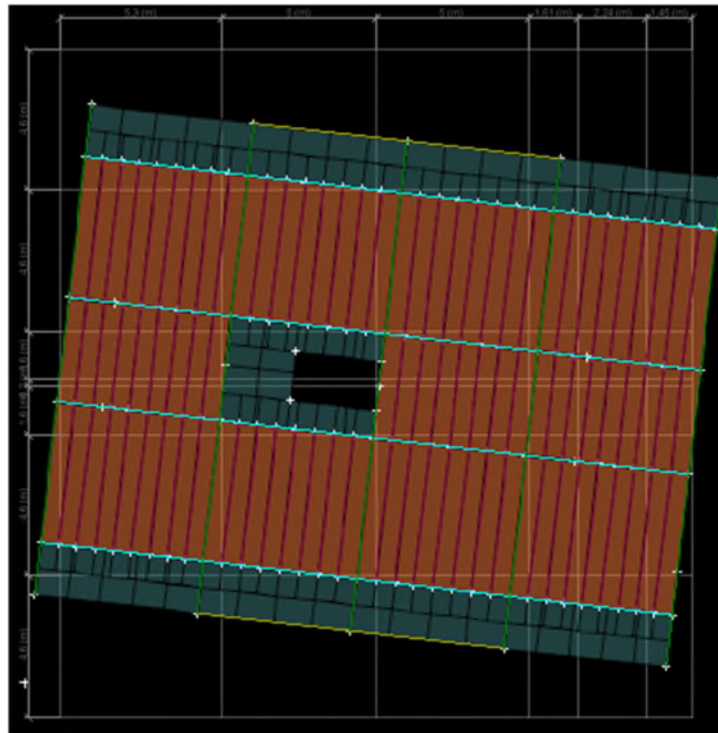


Figure III.6. (mode3) rotation suivant l'axe z-z

III.8.2. Justification de l'interaction voiles-portiques

- **Sous charges verticales**

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles(%)
1 ^{er} Niveau	-40606,9323	-6992,4817	85,30973154	14,69026846
2 ^{ème} Niveau	-36330,5728	-6341,7833	85,13842712	14,86157288
3 ^{ème} Niveau	-31833,9797	-6067,0623	83,99236016	16,00763984
4 ^{ème} Niveau	-27749,1303	-5403,3366	83,70155495	16,29844505
5 ^{ème} Niveau	-23746,1116	-4793,5687	83,20384584	16,79615416
6 ^{ème} Niveau	-19469,1695	-4380,3958	81,63322583	18,36677417
7 ^{ème} Niveau	-15588,2134	-3660,7453	80,98211255	19,01788745
8 ^{ème} Niveau	-11920,6125	-2797,9415	80,99037786	19,00962214
9 ^{ème} Niveau	-8462,4577	-1999,6259	80,88692486	19,11307514
10 ^{ème} Niveau	-5349,1034	-1334,5296	80,03287134	19,96712866
11 ^{ème} Niveau	-2715,8257	-763,0602	80,0156241	19,984376

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

- Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections de poteaux comme suit :

étage	Poteaux (cm ²)
Entresol 1+2	65*65
Rdc+1+2	60*60
3+4+5	55*55
6+7	50*50
8	45*45

➤ Sous-charges horizontales

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Ni veaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
1	299,0631	776,8028	27,797432	72,202567	256,8595	677,6356	27,486446	72,513553
2	243,2877	610,0992	28,508487	71,491512	277,3443	555,3715	33,305997	66,694002
3	213,8052	552,4015	27,904376	72,095623	271,3492	517,4163	34,401758	65,598241
4	205,4832	449,9647	31,350043	68,649956	263,8491	431,5349	37,942935	62,057064
5	200,6743	357,3779	35,959772	64,040227	249,8404	347,5093	41,824813	58,175186
6 ^é	177,8936	377,6634	32,020764	67,979235	205,6257	361,5292	36,255650	63,744349
7	160,327	288,1219	35,751453	64,248546	183,5603	281,4772	39,47215	60,527849
8	139,5767	183,6791	43,178405	56,821594	163,2092	180,8683	47,433848	52,566151
9	113,7433	206,8752	35,476212	64,523787	122,9263	201,0423	37,943893	62,056106
10	73,891	134,4813	35,461047	64,538952	97,7631	146,2625	40,062640	59,937359
11	70,0334	64,2892	52,138210	47,861789	66,0338	70,4621	48,377863	51,622136

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

III.8.3. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

La formule utilisée est la suivante : $v = N_d / B_r \cdot f_c \cdot 28 \leq 0.3$ **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

- Il est noté que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le **RPA**.

Tableau III.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N_d (KN)	Type de poteaux	B_r (cm ²)	v	Remarque
1	-2662,8348	65*65	4225	-0.25	Vérifiée
2	-2662,8348	65*65	4225	-0.25	Vérifiée
3	-1776,4911	60*60	3600	-0.019	Vérifiée
4	-1776,4911	60*60	3600	-0.019	Vérifiée
5	-1776,4911	60*60	3600	-0.019	Vérifiée
6	-1169,9505	55*55	3025	-0.015	Vérifiée
7	-1169,9505	55*55	3025	-0.015	Vérifiée
8	-1169,9505	55*55	3025	-0.015	Vérifiée
9	-651,248	50*50	2500	-0.01	Vérifiée
10	-651,248	50*50	2500	-0.01	Vérifiée
11	-226,2126	45*45	2025	-0.004	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifiée à tous les niveaux.

III.8.4. Vérification des déplacements

Selon le **RPA99 (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 :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :
$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Vérification des déplacements.(sens x-x)

Ni v	h_k m	Sens x-x				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
1	2.97	0,000788	0.00394	0	0.00394	0.00132
2	2.97	0,002319	0.01159	0.00394	0.00765	0.00257
3	2.97	0,004148	0.02074	0.01159	0.00915	0.00308
4	2.97	0,006018	0.03009	0.02074	0.00935	0.00324
5	2.97	0,007815	0.03907	0.03009	0.00898	0.00302
6	2.97	0,009526	0.04763	0.03907	0.00856	0.00288
7	2.97	0,011061	0.05530	0.04763	0.00767	0.00258
8	2.97	0,012409	0.06220	0.05530	0.0069	0.00232
9	2.97	0,01305	0.06525	0.06220	0.00305	0.00102
10	2.97	0,014137	0.07068	0.06525	0.00543	0.00182
11	2.97	0,015068	0.07534	0.07068	0.00466	0.00156

Tableau III.7. Vérification des déplacements(sens y-y)

Niv	h_k m	Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
1	2.97	0,000683	0.00341	0	0.00341	0.00114
2	2.97	0,001935	0.00967	0.00341	0.00626	0.00210
3	2.97	0,003392	0.01696	0.00967	0.00729	0.00245
4	2.97	0,004876	0.02438	0.01696	0.00742	0.00249
5	2.97	0,006317	0.03158	0.02438	0.0072	0.00242
6	2.97	0,007725	0.03862	0.03158	0.0070	0.00235
7	2.97	0,009066	0.04533	0.03862	0.0067	0.00225
8	2.97	0,010351	0.05175	0.04533	0.0064	0.00215
9	2.97	0,011587	0.05793	0.05175	0.0061	0.00205
10	2.97	0,012757	0.06378	0.05793	0.0058	0.00195
11	2.97	0,013836	0.06918	0.06378	0.0054	0.00181

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieure au centième la hauteur d'étage, ce qui signifie la condition est vérifiée

III.8.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) 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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$i=k$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_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-Δ 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^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau III.8. Vérification à l'effet P-Δ.

Niveaux	h_t	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1 ^{er} Niveau	2.97	40261,1962	0.00394	1075.86	0,05	0.00341	934.49	0.049
2 ^{ème} Niveau	2.97	36042,5904	0.00765	853.38	0.109	0.00626	832.71	0.091
3 ^{ème} Niveau	2.97	32015,097	0.00915	766.20	0.129	0.00729	788.76	0.1
4 ^{ème} Niveau	2.97	27939,1062	0.00935	655.44	0.134	0.00742	695.384	0.1
5 ^{ème} Niveau	2.97	23863,1154	0.00898	558.05	0.129	0.0072	597.34	0.097
6 ^{ème} Niveau	2.97	19915,2059	0.00856	555.55	0.103	0.0070	567.15	0.083
7 ^{ème} Niveau	2.97	15967,2964	0.00767	448.44	0.092	0.0067	465.03	0.077

8 ^{ème} Niveau	2.97	12087,2834	0.0069	323.25	0.087	0.0064	344.07	0.076
9 ^{ème} Niveau	2.97	8511,6533	0.00305	320.61	0.027	0.0061	323.96	0.060
10 ^{ème} Niveau	2.97	5368,1958	0.00543	208.37	0.048	0.0058	186.32	0.056
11 ^{ème} Niveau	2.97	2748,4577	0.00466	134.32	0.032	0.0054	136.49	0.037

on remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^oordre peuvent être négligés

III.9. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.

- **Vérification de la résultante des forces sismiques.**

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau III.9. Vérification de la résultante des forces.

	V (KN)	0.8V(KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy}>0.8 V$
Sens xx	2139.07	1711.256	1767,6614	Vérifier
Sens yy	1820.20	1456.16	1841,7707	Vérifier

III.10. 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 la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles 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 toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

IV.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au –dessus de sol, elle est constituée de l’ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces élément sont réalisée en béton armé, leur rôle est d’assuré la résistance et la stabilitéde la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu’ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations

IV.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|---------------|----------|-----------------------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E | |
| 2) 0.8G+E | 5) G+Q | RPA (art. 5.2) |
| 3) 0.8G-E | 6) G+Q+E | |

Les sections d’armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant N_{max} —————→ $M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant N_{min} —————→ $M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l’effort normal correspondant M_{max} —————→ $N_{\text{correspondant}}$

IV.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003 **RPA (art 7.4.2.1)**

a) Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;
- le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes ;
- 6% en zones de recouvrement ;
- le diamètre minimal est de 12mm ;
- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l’extérieur des zones nodales ;

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

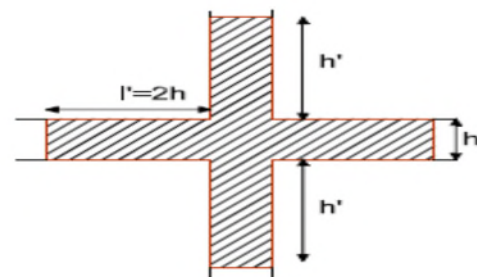


Figure IV.1. zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le **Tableau IV.1**

Tableau IV.1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sous-sols+ Entresol 1+2	65*65	33.8	169	253.5
Rdc+1+2	60*60	28.8	144	216
3+4+5	55*55	24.2	121	181.5
6+7	50*50	20	100	150
8	45*45	16.2	81	121.5

IV.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraits directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.2. Sollicitation dans les poteaux

Niveau	<i>N_{max}→M_{corr}</i>		<i>N_{min}→M_{cor}</i>		<i>M_{max}→N_{corr}</i>		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
Sous-sols Entresol 1+2	3567,1039	12,0864	342,8786	18,1284	169,9427	1310,079	122.3166
Rdc+1+2	2553,3744	13,3919	61.862	61.857	97,0723	579,8456	105.6162
3+4+5	1648,1879	9,7197	16,5693	59,7666	98,1312	5,3191	83.5128
6+7	878,4007	23,1445	8,4269	46,4725	76,0094	295,6199	66.0051
8	316,2436	4,3702	34,3324	20,6461	118,6162	120,1916	66.6731

IV.2.3 Calcul du ferrailage

❖ Armature longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa, celui donné par le logiciel Socotec

• Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$$b = 65 \text{ cm}; h = 65 \text{ cm}; d = 62 \text{ cm};$$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$,

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max} = 3567,1039 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 12,0864 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$- M_{\max} = 169,9427 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1310,079 \text{ KN} (G+Q+E_x)$$

$$- N_{\min} = 342,8786 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 18,1284 \text{ KN.m (G+Q+E_x)}$$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor}

$$N = 3567,1039 \text{ KN} (\text{de compression}) \dots\dots (G+Q+E_y)$$

$$M = 12,0864 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{12,0864}{3567,1039} = 0,0033 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m}$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 12,0864 + 3567,1039 \times (0,62 - 0,65/2) = 1064,38 \text{ KN.m.}$$

$$(0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,2 = 1,17 \dots\dots\dots (a)$$

$$[3567,1039 \times (0,62 - 0,03) - 1064,38] \times 10^{-3} = 1,04 \text{ MN.m} \dots\dots\dots (b) \Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1064,38 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,62^2 \times 14,2} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,29 > 0,186$$

On est en pivot B:

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,29}) = 0,439$$

$$z = 0,62 \times (1 - 0,4 \times 0,439) = 0,511 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1064,38 \times 10^{-3}}{0,511 \times 348} = 5,98 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 59,8 \text{ cm}^2 \quad A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 59,8 - \frac{3567,1039 \times 10^{-3}}{348} \times$$

$$10^4 = -42,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$$M = 169.9427 \text{ KN.m}, N = 1310.079 \text{ KN} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{169.9427}{1310.079} = 0.13 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 169.9427 + 1310.079 \times (0.62 - 0.65/2) = 556.41 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.16$$

$$[1310.079 \times (0.62 - 0.03) - 556.41] \times 10^{-3} = 0.216 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow (I) n'est pas vérifiée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{556.41 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\mu_{bu} = 0.156 < 0.186$$

On est en pivot A:

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.156}) = 0.213$$

$$z = 0.62 \times (1 - 0.4 \times 0.213) = 0.567 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{556.41 \times 10^{-3}}{0.567 \times 348} = 28.19 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 28.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 28.19 - \frac{1310.079 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -9.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$$N = 342.8786 \text{ KN} \quad M = 18.1284 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{18.1284}{342.8786} = 0.052 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325$$

le centre de pression est en dehors de la section, N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 18.1284 + 342.8786 \times (0.62 - 0.65/2) = 119.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{119.27 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\mu_{bu} = 0.033 < 0.186$$

On est en pivot A:

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.033)}) = 0.041$$

$$z = 0.62 \times (1 - 0.4 \times 0.041) = 0.609m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{119.27 \times 10^{-3}}{0.609 \times 348} = 5.62 \times 10^{-4} m^2 = 5.62 cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 5.62 - \frac{342.8786 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -4.23 cm^2 \Rightarrow A_s = 0$$

Tableau IV.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	Section de poteaux (cm ²)	A _{cal} (cm ²) socotec	A _{mim} (cm ²) RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
Sous-sols+ Entresol 1+2	65*65	0	33.8	12HA16+4HA20=36.7cm ²
Rdc+1+2	60*60	2.24	28.8	12HA16+4HA14=30.29 cm ²
3+4+5	55*55	3.11	24.2	12HA14+4HA16=26.51 cm ²
6+7	50*50	2.76	20	8HA14+8HA12=21.36 cm ²
8	45*45	0.91	16.2	16HA12=18.2cm ²

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$ en zone IIa ;
- dans la zone courante : $t \leq 15 \times \phi_l$ en zone I et IIa.

ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élançement géométrique}).$$

❖ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_l}$ en pourcentage est :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$; 0.8% si $\lambda_g < 3$; interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$$l_r = 40\phi$$

Le tableau ci- après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différentes poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.4.Ferrailages transversale des poteaux

Niveau	Sous-sols Entresol 1+2	Rdc+1+2	3+4+5	6+7	8
Section	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
l_f (cm)	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9
λ_g	3.19	3.46	3.78	4.15	4.62
V_u (KN)	122.3166	105.6162	83.5128	66.0051	66.6731
Stzone nodale (cm)	10	10	10	10	10
Stzone courante (cm)	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A^t (cm ²)	1.76	1.65	0.49	0.47	0.42
A^t_{\min} (cm ²)	4.875	4.5	4.125	3.75	3.375
$A^t_{adoptée}$ (cm²)	10HA8 =5.03	10HA8 =5.03	10HA8= 5.03	8HA8= 4.02	8HA8= 4.02

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

IV.2.4. Vérifications

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

✓ **Exemple de calcul (Sous-sols Entresol 1+2)**

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.079m$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.18m$ (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.079}{0.18} \Rightarrow \lambda = 11.55 \Rightarrow \alpha = 0.83$

$B_r = 3969cm^2$ (Section réduite).

Donc

$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) \times 10^3 = 7188.88KN$

On a $N_{max} = 3567,1039KN < N_u = 7188.88KN$ condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représentés dans le tableau suivant

TableauIV .5.Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	I	λ	α	$A_s(cm^2)$	$B_r(cm^2)$	$N_u^{max}(KN)$	$N_U(KN)$	Observation
Sous-sols Entresol 1+2	0.14	11.55	0.83	37.7	3969	3567,1039	7188.88	vérifiée
Rdc+1+2	0.10	12.22	0.83	30.29	3364	2553,3744	5756.35	vérifiée
3+4+5	0.07	13.86	0.824	26.51	2809	1648,1879	5046.12	Vérifiée
6+7	0.05	14.85	0.82	21.36	2304	878,4007	4107.89	Vérifiée
8	0.03	17.32	0.81	18.2	1849	316,2436	3286.26	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc ya pas de risque de flambement

b) vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

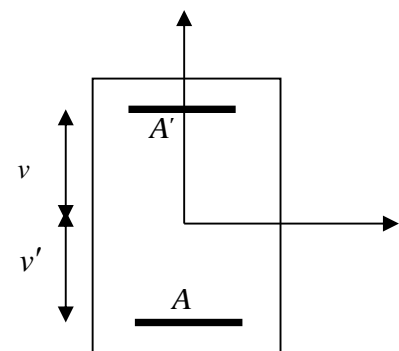
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

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



FigureIV.2.Section d'un poteau.

TableauIV .6 .vérification des contraintesdans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous-sols Entresol 1+2	Rdc+1+2	3+4+5	6+7	8
Sections	4225	3600	3025	2500	2025
d (cm)	62	67	52	57	42
(cm ²)	37.7	30.29	26.51	21.36	18.2
V (cm)	32.5	30	27.5	25	22.5
V' (cm)	32.5	30	27.5	25	22.5
I _{yy} (m ⁴)	0.058	0.042	0.030	0.020	0.013
N _{ser} (MN)	2.58	2.377	1.924	1.497	1.0924
M _{ser} (MN.m)	0.0606	0.02	0.0175	0.0133	0.00558
M _{serG} (MN.m)	-0.1614	-0.1192	-0.0563	-0.0168	-0.0137
σ _{bc1} (MPa)	6.01	5.35	4.58	1.5	3.86
σ _{bc2} (MPa)	5.4	4.57	3.49	0.23	0.98

Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
-------------	----------	----------	----------	----------	----------

Sur le tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

d) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Telle RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV .7.vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Sous-sols Entresol 1+2	65*65	207.9	3.19	0.04	62	122.3166	0.173	1	Vérifiée
Rdc+1+2	60*60	207.9	3.46	0.04	57	105.6162	0.226	1	Vérifiée
3+4+5	55*55	207.9	3.78	0.04	52	83.5128	0.245	1	Vérifiée
6+7	50*50	207.9	4.1	0.04	47	66.0051	0.276	1	Vérifiée
8	45*45	207.9	4.62	0.04	42	66.6731	0.227	1	Vérifiée

D'après tableau ci-dessus on déduit que la condition exigée par le RPAc99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

❖ **Disposition constructive des poteaux**

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$\phi = 20\text{mm}$ donc $L_r > 80\text{cm}$; on adopte $L_r = 80\text{ cm}$

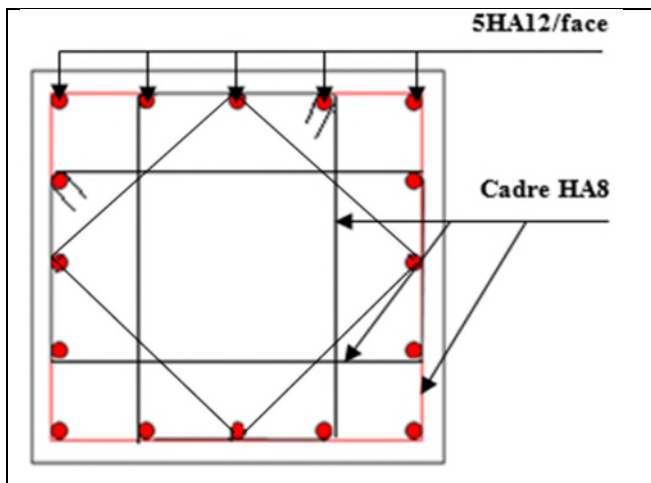
$\phi = 16\text{mm}$ donc $L_r > 64\text{cm}$; on adopte $L_r = 65\text{ cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ donc $L_r > 56\text{cm}$; on adopte $L_r = 60\text{ cm}$

Schéma de ferrailage

Tableau IV.8. Schéma de ferrillage des poteaux

<p>Entresol 1+2 (12HA20=37.7cm²)</p>	<p>Rdc+1+2 (12HA16+4HA14=30.29 cm²)</p>
<p>3+4+5 (12HA14+4HA16=26.51cm²)</p>	<p>6+7 (8HA14+8HA12=21.36 cm²)</p>
<p>8 (16HA12=18.2cm²)</p>	



IV.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

IV.3.1. Les recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante ;
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement ;
- la longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).

Tableau IV.9. Armatures longitudinales

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	M _{ser}	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entresol 1+2	Poutre principale	30*45	Appuis	83,2971	48,240 4	150,84 3	5.11	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	137,5137	98,818 4		8.73			9.24
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	110,2817	37,145 1	166,22 17	7.95	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	104,2996	19,753 6		7.48			8.01
	Poutre	30×45	Appuis	97,8995	41,271	122,42	6.06		8.01	3T14+ 3T12

RDC+1+2	principale		Travée	134,1455	8 90,441 9	37	8.50	6.75	9.24	6T14
			Appuis	109,4297	43,64	164,92 09	7.89	6	8.01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30×40	Travée	101,7566	18,542 9		7.29		8.01	3T14+3T12
Appuis			90,657	41,744 7	124,90 9	5.59	6.75	8.01	3T14+3T12	
3+4+5	Poutre principale	30×45	Travée	132,8238	96,158 2		8.41		9.24	6T14
			Appuis	83,6697	48,848 3	119,19 55	5.90	6	6.79	6T12
	Poutre secondaire	30×40	Travée	81,6546	22,481 8		5.75		6.79	6T12
			Appuis	58,6515	42,488 3	124,79 15	3.55	6.75	6.79	6T12
6+7+8	Poutre principale	30×45	Travée	133,7209	96,813 3		8.47		9.24	6T14
			Appuis	76,0797	55,422 6	71,530 5	5.34	6	6.79	6T12
	Poutre secondaire	30×40	Travée	74,7341	25,077		5.24		6.79	6T12
			Appuis	57,0022	41,191 7	130,13 54	3.45	6.75	6.79	6T12
Terasse inacc	Poutre principale	30×45	Travée	128,6802	93,984 1		8.12		9.24	6T14
			Appuis	76,1007	55,442 3	63,185 2	5.34	6	6.79	6T12
	Poutre secondaire	30×40	Travée	27,3865	12,743 1		1.85		6.79	6T12
			Appuis							

a) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right) \text{ dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ : en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IV.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle.

- **Longueurs de recouvrements**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 56 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

- **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux**

- En zone courante**

Poutre principale $6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Poutre secondaire $2HA12 + 3HA14 = 8.01 < 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

- En zone de recouvrement**

Poutre principale $2HA14 + 6HA14 = 9.24 + 9.24 = 18.48 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Poutre secondaire $8HA8 = 16.02 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

V.3.3. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min \left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min \left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

- Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 37.8 \text{ cm} ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq 11.25 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; soit $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales**

$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2$

$A_t > A_t^{\min}$ C'est vérifié

V.3.4. Vérifications [BAEL 91]

a) Vérifications à L'ELU

1) Condition de non fragilité

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56\text{cm}^2. \Rightarrow A_{\min} = 1.52\text{cm}^2$ c'est vérifié

Vérification des contraintes tangentielles

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

BAEL91 (Article H.III.1)

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

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.133 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

Tableau IV.10. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (Mpa)	Observation
Principales	150,843	1.18	3.33	Vérifiée
Secondaires	166,221	1.47	3.33	Vérifiée

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appui de rives : $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

-Appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Tableau IV.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l (cm ²)	A ₁ ^{rive} (cm ²)	A ₁ ^{int} (cm ²)	Observation

Principale	9.24	150,843	97,89	8.01	4.33	-3.02	Vérifiée
Secondaires	8.01	166,221	110,28	8.01	4.77	-4.61	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

b) Vérification à L'ELS

➤ **État limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

TableauIV.12. vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)	observtion
Principales	Appui	48,2404	124605	14.87	5.75	15	vérifiée
	Travée	98,8184	138247	15.72	11.24	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	37,1451	96640	13.89	5.33	15	Vérifiée
	Travée	19,7536	96640	13.89	2.83	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{530} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.084 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{98.8184}{10 \times 148.73} = 0.066 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{23.85 \times 5.3^2}{8} = 148.73 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{30 \times 42} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.065 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{19.7536}{36.5 \times 10} = 0.054 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

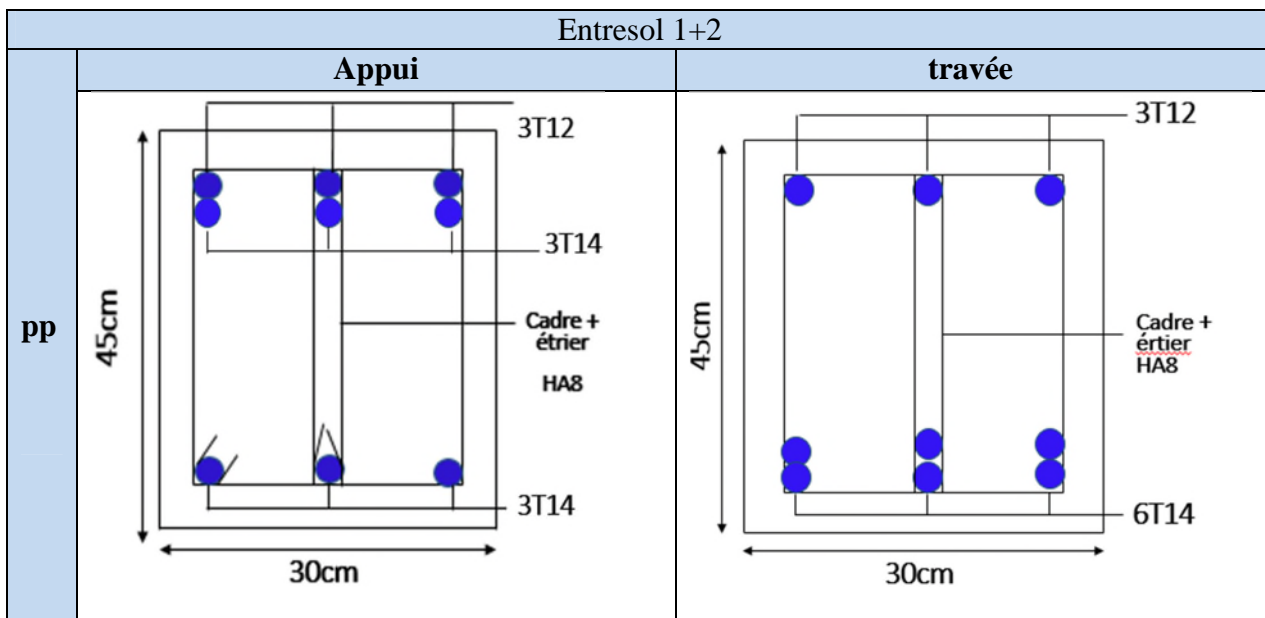
$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{13.8 \times 4.6^2}{8} = 36.5 \text{ KN.m}$$

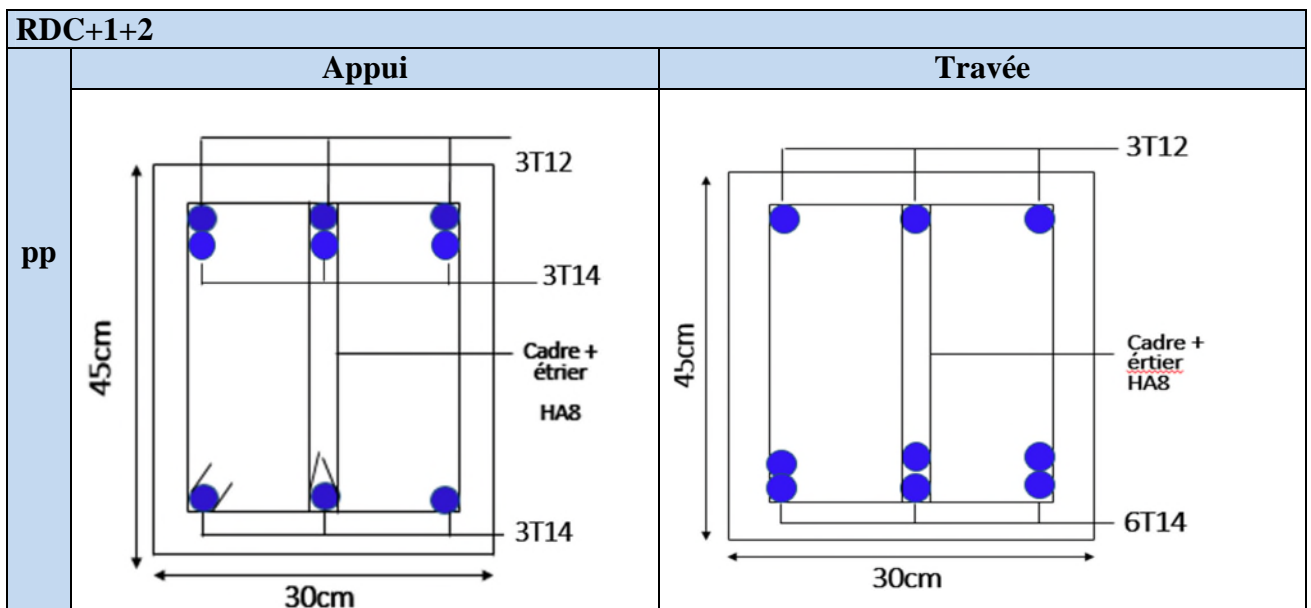
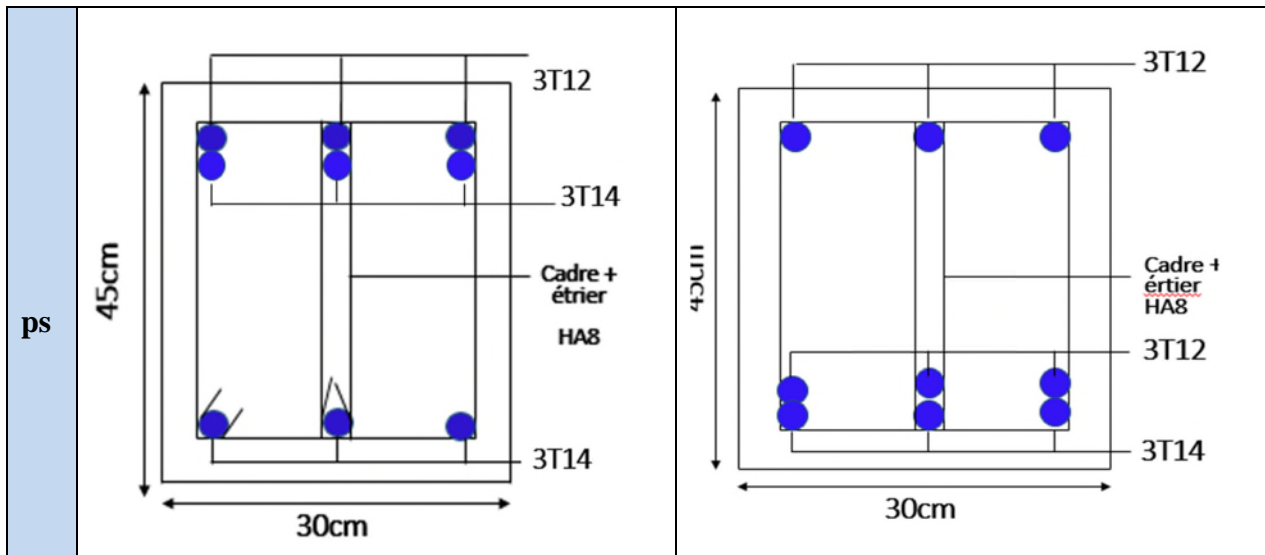
$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{8.01}{30 \times 32} = 0.0083 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

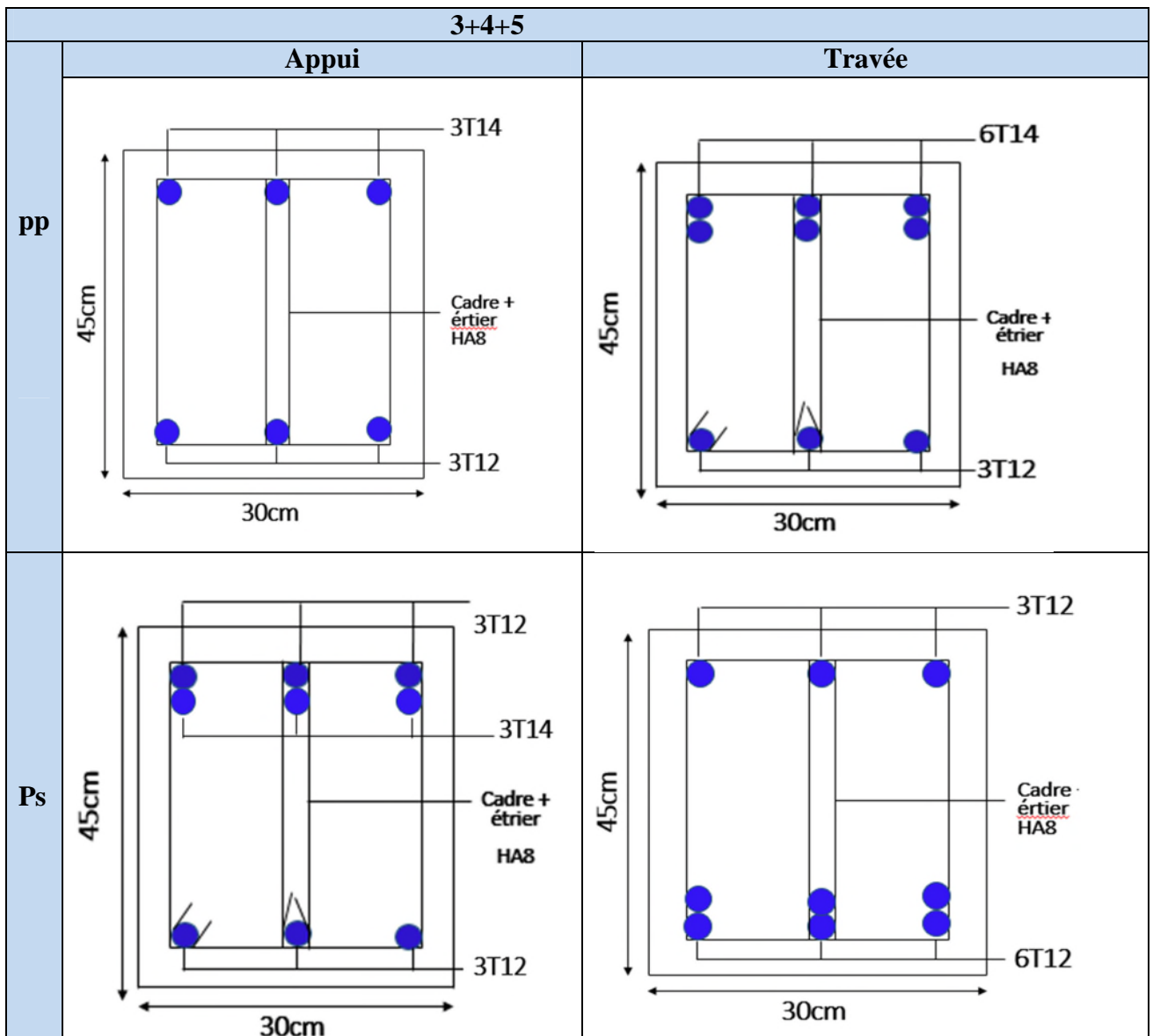
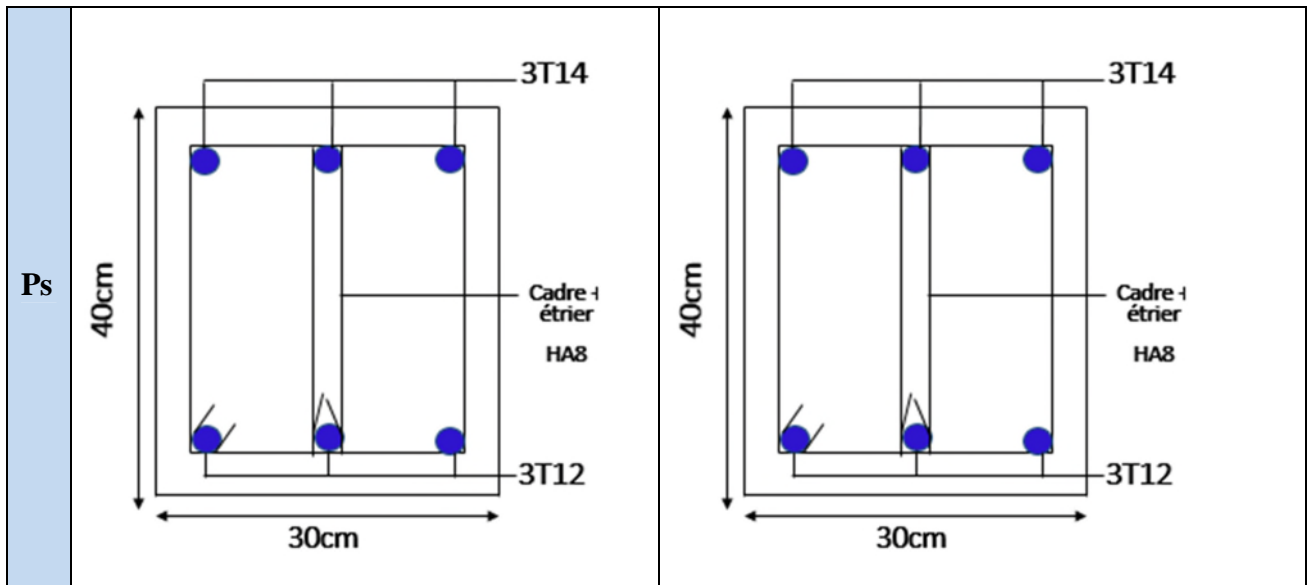
Lestros conditions de la flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage**

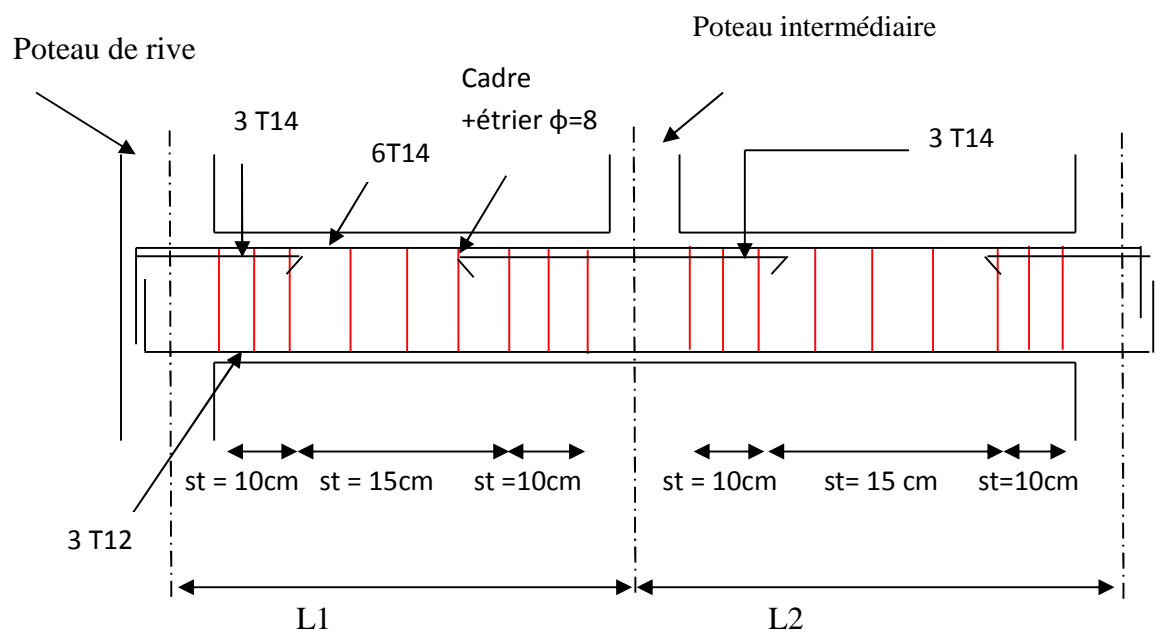
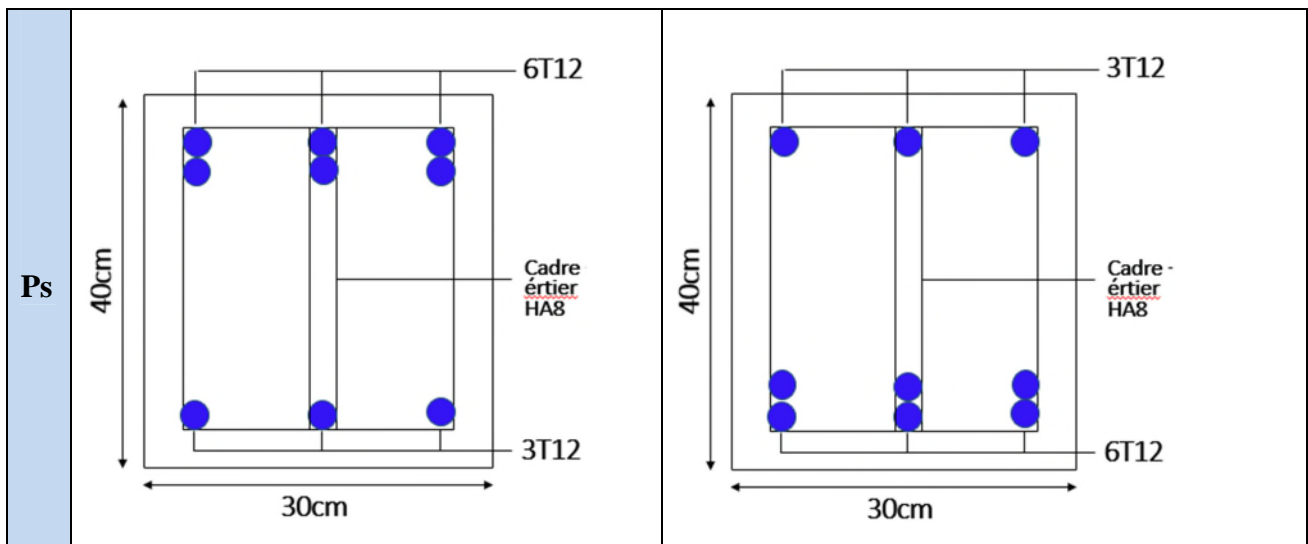
Tableau IV.13 section de ferrailage des poutres principales et secondaires







		6+7+8	
		Appui	Travée
pp			
		Terrasse inacci	
		Appui	Travée
pp			



FigureIV.3.Schéma de ferrailage de la poutre principale

IV.4.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du **RPA 99/03(Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25.

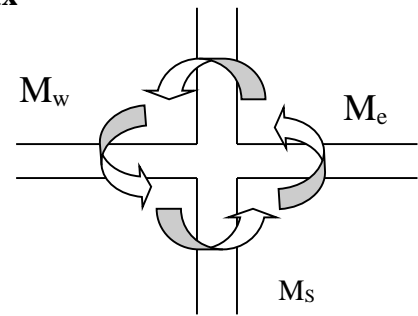
Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

IV.4.1.Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.



Tel que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.9 \times h$

FigureIV.4.Schéma de la Zone nodale.

❖ **Poteaux**

Tableau.IV.14. Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s tot(cm ²)	M_r (KN.m)
Sous-sols+ Entresol 1+2	65*65	0.585	348	37.7	767.11
RDC+1+2	60*60	0.54	348	30.29	568.92
3+4+5	55*55	0.495	348	26.51	456.43
6+7	50*50	0.450	348	21.36	334.33
8	45*45	0.405	348	18.2	256.38

IV.4.2Détermination du moment résistant dans les poutres

❖ **Poutres principales et secondaires**

Tableau.IV.15.moment résistant dans les poutres

Niveau	type	Section	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Entresol 1+2	Pp	30*45	0.405	348	9.24	130.16
	Ps	30*40	0.36	348	8.01	100.29
RDC+1+2	Pp	30*45	0.405	348	9.24	130.16
	Ps	30*40	0.36	348	8.01	100.29
3+4+5	Pp	30*45	0.405	348	9.24	130.16

	Ps	30*40	0.36	348	6.79	85.02
6+7+8	Pp	30*45	0.405	348	9.24	130.16
	Ps	30*40	0.36	348	6.79	85.02
TERASS INACC	Pp	30*45	0.405	348	9.24	130.16
	ps	30*40	0.36	348	6.79	85.02

Tableau .IV.16. Vérification de la zone nodale

Niveau	plan	$M_e = M_w$	M_n et M_s	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	Observations
Enter sol1+2	Pp	130.16	767.11	325.4	1534.22	Vérifiée
	Ps	100.29	767.11	250.725	1534.22	Vérifiée
Rdc+1+2	Pp	130.16	568.92	325.4	1137.84	Vérifiée
	PS	100.29	568.92	250.725	1137.84	Vérifiée
3+4+5	Pp	130.16	456.43	325.4	912.86	Vérifiée
	Ps	85.02	456.43	212.55	912.86	Vérifiée
6+7+8	Pp	130.16	334.33	325.4	668.66	Vérifiée
	Ps	85.02	334.33	212.55	668.66	Vérifiée
terass	Pp	130.02	256.38	325.4	512.76	Vérifiée
	Ps	85.02	256.38	212.55	512.76	Vérifiée

IV.5. Etude des voiles

IV.5.1 Introduction

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a)exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion ;
- Rupture en flexion par effort tranchant ;
- Rupture par écrasement ou traction du béton ;

IV.5.2 Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $0.2 \% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile

- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_i) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- ✓ l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de diamètre $10\emptyset$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par La section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } v = 1.4 \times v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

1) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5e ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < e / 10$.

a) Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \emptyset$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20 \emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

IV.5.3 Calcul des sollicitations

Tableau IV.17 les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC

IV.17. Ferrailage des voiles

Niveau	voile	Nmax →Mcor		Nmin →Mcor		Mmax →Ncor		
Sous-sols Entresol 1+2	V _{X1.3}	569,9556	6,8059	318,1972	102,9305	124,4463	471,5827	85,1603
	V _{X1.7}	1297,9018	218,7179	390,2781	753,9434	888,5214	714,5437	175,7372
	V _{X2.4}	1299,5643	749,4884	751,8779	136,1834	753,3339	1288,3516	213,0702
	V _{Y1.1}	493,9081	273,5593	267,6693	261,0424	276,9359	350,5448	44,0217
	V _{Y1.7}	696,0588	76,0504	333,1139	93,0994	93,5975	522,2347	86,1058
	V _{Y2.1}	1230,9415	402,1238	631,5312	438,261	439,4735	984,9521	208,2307
RDC+1+2	V _{X1.3}	478,0581	119,2386	216,7706	190,1023	205,5892	337,8682	73,8521
	V _{X1.7}	927,6663	44,9631	365,5145	580,0511	729,1821	650,8919	102,2776
	V _{X2.4}	1037,5284	617,2038	489,8951	61,5549	617,2038	1037,5284	124,5082
	V _{Y1.1}	404,8582	303,7549	192,8969	277,4344	303,7549	404,8582	41,8713
	V _{Y1.7}	547,5732	172,4798	244,9254	238,1807	249,9135	391,3834	74,5803
	V _{Y2.1}	979,0431	117,483	483,5771	172,4118	181,0384	758,1934	137,3244
3+4+5	V _{X1.3}	330,0802	219,2464	132,2649	174,499	219,2464	330,0802	51,0826
	V _{X1.7}	580,3321	14,7345	253,7363	559,267	686,6462	406,8782	-58,4731
	V _{X2.4}	511,4645	462,9568	226,2	614,0339	632,0945	365,5137	191,5597
	V _{Y1.1}	277,2191	285,9945	105,6039	322,4324	330,4816	178,3445	29,8597
	V _{Y1.7}	392,5987	166,4236	169,7389	359,786	398,2023	275,6612	46,8057
	V _{Y2.1}	653,1858	214,2176	357,3525	338,3468	362,8976	543,3451	94,0596
6+7	V _{X1.3}	200,4025	98,719	49,1561	70,6865	98,719	200,4025	56,2872
	V _{X1.7}	315,2813	74,4163	109,6328	302,3318	385,994	179,254	53,008
	V _{Y1.1}	195,8349	106,6208	44,5324	107,5321	107,5321	44,5324	32,5274
	V _{Y1.7}	205,1113	91,3145	85,0506	122,3247	128,0526	139,4984	32,6887
	V _{Y2.1}	363,8135	162,1632	197,8353	90,9045	143,7101	264,2463	70,4719
8	V _{X1.3}	131,8204	5,4177	44,9423	59,2646	71,5583	71,6272	82,8423
	V _{X1.7}	183,0798	33,48	68,9813	91,4688	106,0173	108,0832	57,2494
	V _{Y1.1}	89,1868	19,4551	5,516	29,8928	31,5789	22,194	48,7479

	V _{Y1.7}	93,0532	38,8413	34,2035	39,2657	40,5922	59,7028	15,2544
	V _{Y2.1}	194,7266	73,9822	97,928	68,2094	73,9822	194,7266	46,1185

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v^{cal} / face : section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ $A_{v\min}^{BAEL}$: section d'armature verticale minimale dans le voile complet
- ✓ $A_{v\min}^{RPA}$: section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v^{adpt} / face : section d'armature verticale adoptée par face.

- ✓ $N_{bre}/face$: nombre de barres adoptées par face
- ✓ S_t : espacement.
- ✓ A_H^{min} /face : section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} /face : section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.
- ✓ A_h^{adpt} / ml : section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire

Tableau IV.18. sollicitations et ferrailage des voiles au niveau Sous-sols Entresol 1+2

Voile	VX(1)	VX(2)	VX(3)	VY(1)	VY(2)	VY(3)
L(m)	1.3	1.7	2.4	1.1	1.7	2.1
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M(KN.m)	102.93 05	753.94	136.18	309.5	93.09	438.26
N (KN)	318.19 72	390.27	751.87	154.4	331.11	631.26
V (KN)	85,160 3	175.7	217.07	111.8	86.1	208.23
τ Mpa	0.38	0.6	0.51	0.23	0.29	0.56
Acal (cm ²)	2.92	3.82	5.4	2.47	3.82	4.72
A _{vmin} (cm ²)	1.69	5.71	5.17	3.51	0.09	4.09
Lt	0.21	0.72	0.65	0.44	0.006	0.51

l_c(m)	0.87	0.25	1.08	0.2	1.68	1.06
$A_{min\ tendu}$ (cm²)	0.64	2.17	1.96	1.33	0.019	1.55
$A_{min\ comp}$(cm²)	1.3	0.37	1.63	0.31	2.53	1.59
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{adopt/face}$	9HA1 2	13HA1 2	14HA 12	10H A12	9HA12	12HA1 2
S_t(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_{hcal} (cm²)	0.35	0.55	0.47	0.22	0.27	0.53
A_{hmin} (cm²)	0.63	2.16	1.95	1.32	0.018	1.53
$A_h\ adopt$	8HA1 2	2HA12	8HA1 2	8HA 12	8HA12	8HA12

IV.5.5 Vérification à l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque $\bar{\tau} > \tau$ pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

➤ **Schéma de ferrailage**

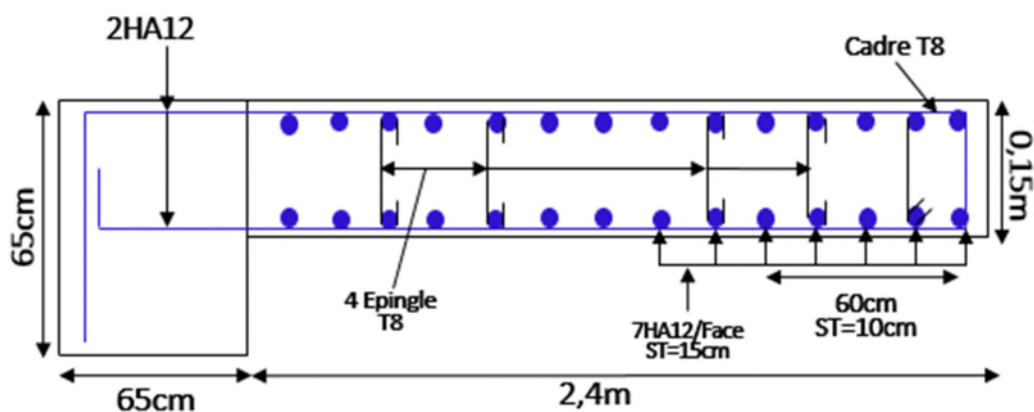


Figure V.5.Schéma de ferrailage du voile $V_{X(3)}$

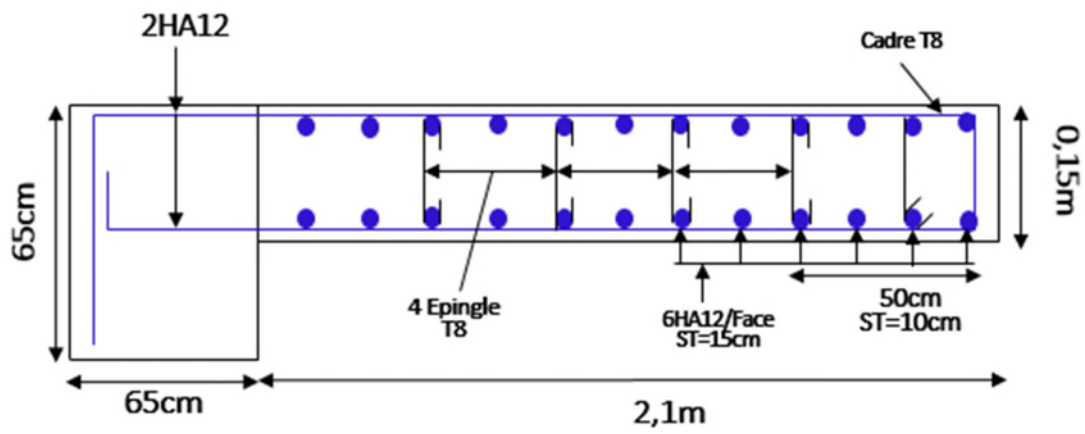


Figure V.6. Schéma de ferrailage du voile $V_{Y(3)}$

V.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

V.2.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.6 bar à une profondeur de 1.8 m.

V.3.Combinaisons d'actions à considérer (Elu et E ls) :

D'après le **RPA99(Article 10.1.4.1)**les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1). $G + Q \pm E$

2). $0.8 \times G \pm E$

3). $1.35G + 1.5Q$

4). $G + Q$

V.4. Etude des fondations :

Le choix de fondation.

Choix du type de fondation

V.4.1 Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_{tot}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS.

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1.60 \text{ bars}$ à l'ELS.

$$N_{tot} = 2427.41 + 10.56 = 2437.97 \text{ KN}$$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2437,97}{160}} \Rightarrow B \geq 3,90 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,5 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V.4.2. Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

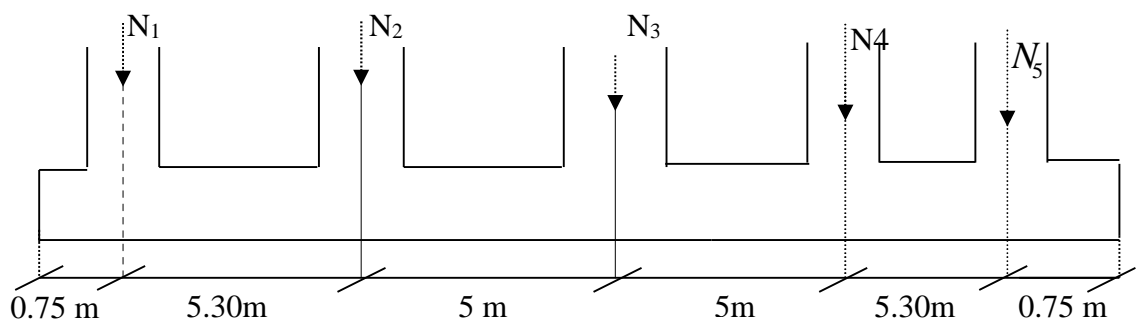


Figure V.1. Semelle filante sens(y)

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N_{tot}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N_{tot}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_{tot}}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1=1489.16 \text{ Kn.}$$

$$N_2=1800.27 \text{ Kn.}$$

$$N_3=2094.77 \text{ Kn.}$$

$$N_4=2427.41 \text{ Kn.}$$

$$N_5=1299.8 \text{ Kn.}$$

$$P_{\text{terre}}=379.76 \text{ Kn.}$$

$$P_{\text{avant pot}}=2.11 \text{ kn.}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 9493.28 \text{ KN.}$$

$$B \geq \frac{9.49328}{0.16 \times 22.1} = 2.68 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2.5m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V.4.3. Radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;

La facilité d'exécution

V.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max} = 5,3\text{m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{530}{20} = 26,6 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

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 ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.3^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 78 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 78 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 80 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3,216 \times 10^7 \times 0.042}{4 \times 10^4}} = 3.4 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.3 \leq \frac{\pi}{2} 3.4 = 5.35 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{62482.48}{160} = 390.51 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} < S_{bat} (\text{la surface bâtis}) = 466.2 \text{ m}^2.$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 35 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 466.2 \text{ m}^2$

V.4.3.2. Vérifications nécessaires :

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0.16 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 62.48 \text{ MN} ; M_x = 31.51 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 17132.85 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{62.48}{466.2} + \frac{31.58}{17132.85} \times 11.5 = 0,155 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{62.48}{466.2} - \frac{31.58}{17132.85} \times 11.5 = 0,112 \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 65.069 \text{ MN} ; M_y = 30.04 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 19146.83 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{62.48}{466.2} + \frac{30.04}{19146.83} \times 17.3 = 0,16 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{62.48}{466.2} - \frac{30.04}{19146.83} \times 17.3 = 0,10 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,16 + 0,10}{4} = 0,146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 62482.4827 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{62482.4827 \times 5,3}{2 \times 466.2} = 355.16 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{355.16 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0,142 \text{ m}, \quad \text{Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_u = 2,42 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,8 \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 4,35 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 466.2 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 1.8 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 62482.4827 \text{ KN} > 1.5 \times 1.8 \times 466.2 \times 10 = 12587.4 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.4.4. Ferrailage du radier général :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$Q_u = \frac{62482.4827}{466.2} = 134.02 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.6 - 0,65 = 3.95 \text{ m} ; L_y = 5.3 - 0,65 = 4.65 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0506 \times 134.02 \times 5,3^2 \\ M_{0y} = 0,6864 \times 190.48 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 190.48 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 130.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 161.9 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 111.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -95.24 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,35) m²

Tableau V.1.Section d'armateur du radier.

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
travée	X-X	161.9	16.64	2.98	29.45	6HA25	16.5
	Y-Y	111.13	11.15	2,8	25.13	8HA20	12.5
Appui		- 95.24	9.49	2,98	18.10	9HA16	11

❖ **Condition de non fragilité**

On a e =35 cm > 12 cm et ρ=0,85 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,85}{2} \right) \times 0,35 = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,35 = 2,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 51514.77 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{51514.77}{466.2} = 110.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,7794 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 178.78 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 139.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 151.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 118.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -89.39 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	151.96	12.4	200386	$9.43 < 15$	Vérifiée	$199.53 < 201,63$	Vérifiée
	y-y	118.44	11.7	179622	$7.3 < 15$	Vérifiée	$170.53 < 201,63$	Vérifiée
appui		-89.39	10.3	141789	$6.5 < 15$	Vérifiée	$185.78 < 201,63$	Vérifiée

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**

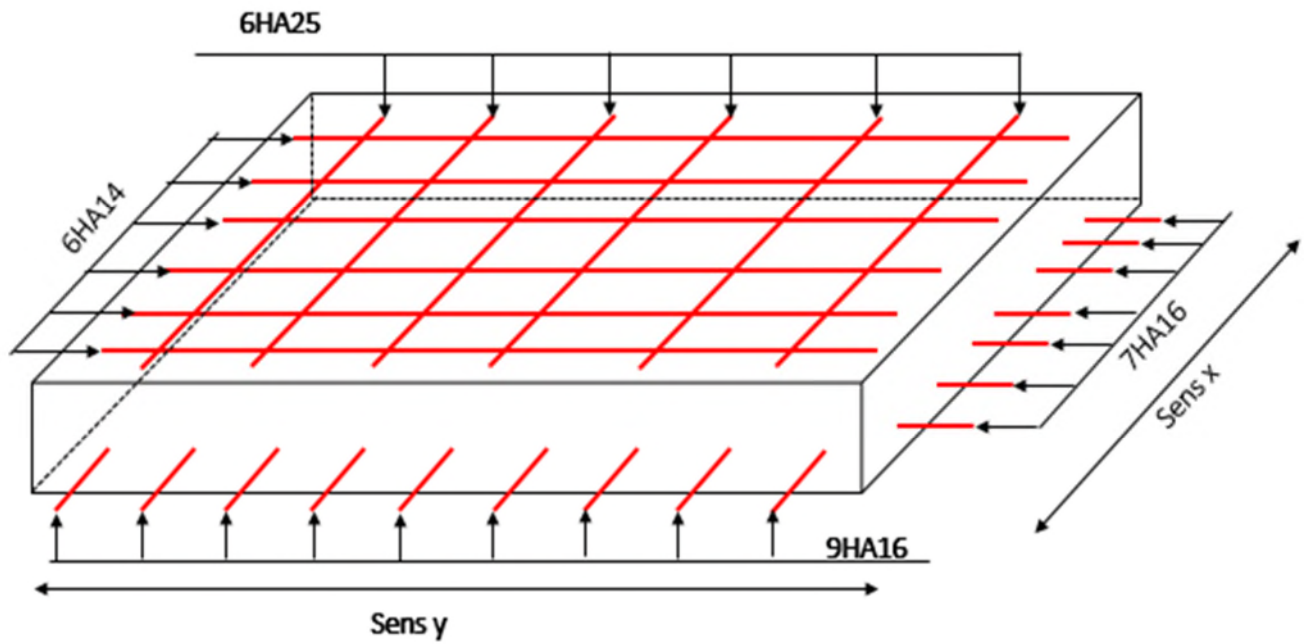


Fig.V.2 : Schéma de ferrailage de radier.

V.4.5. Etude des nervures :

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

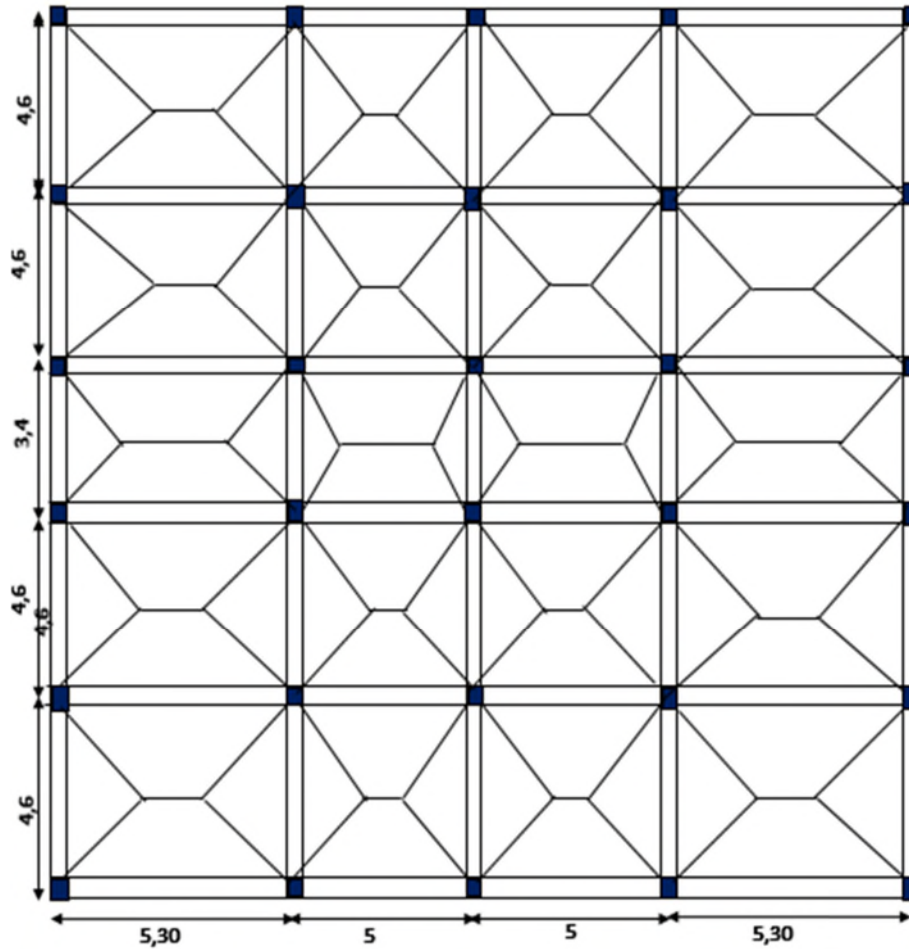


Figure V.3. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ **Charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Calcul des sollicitations

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On à $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires** : $p = \frac{q_u \times l_x}{3}$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire
- **Les charges trapézoïdales** : $p = \left(1 - \frac{\rho^2}{3} \right) \times \left(\frac{q_u \times l_x}{2} \right)$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.
- $q_u = 134.02 \text{ KN/m}$
- $q_s = 110.51 \text{ KN/m}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux V.3. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	5.30	302.45	0	-184.45	2.3	348.14	267.92	572.92	-641.8

	BC	5	290.83	-184.45	-422.64	2.02	303.98	22.89	500.16	-595.4
	CD	5	290.83	-422.64	-184.45	2.45	315.09	118.4	595.16	-500.1
	DE	5.30	302.45	-184.45	0	2.3	348.14	267.92	641.86	-572.9
	AB	4.60	347.12	0	-155.07	2.27	329.87	261.34	647.73	-707.9
	BC	4.60	265.6	-155.07	-359.9	1.46	183.39	47.44	341.56	-445.2
Y-Y	CD	3.40	211.81	-359.9	-297.08	1.77	123.12	201.42	270.13	-230.2
	DE	4.60	265.6	-297.08	-243.8	2.1	195.8	72.83	406.91	-379.9
	EF	4.60	347.12	-155.07	0	2.3	329.87	261.34	707.9	-647.7

Tableaux V.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

sens	Travée	L	q_m	M_g	M_d	X_0	M_0	M_t
		(m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(m)	(KN.m)	(KN.m)
X-X	AB	5.30	268.53	0	-138.37	1.9	237.1	177.79
	BC	5	258.22	-138.37	-329.55	1.68	201.06	11.27
	CD	5	258.22	-329.55	-519.21	1.68	315.09	201.06
	DE	5.30	268.53	-138.37	0	1.9	237.1	177.79
	AB	4.60	300.95	0	-113.22	2.33	294.2	242.98
	BC	4.60	268.65	-113.22	-293.57	1.46	163	17.11
Y-Y	CD	3.40	268.65	-293.57	-232.16	2.14	173.29	86.87
	DE	4.60	268.65	-232.16	-232.16	1.97	174.65	57.51
	EF	4.60	300.95	-113.22	0	2.33	294.2	242.98

V.4.6. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 1 \text{ m} ; h_0 = 0,35 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,65 \text{ m} ; d = 0,75 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(2.5 \text{ m} ; 0.275 \text{ m})$$

Donc, $b = 1,2 \text{ m}$.

✓ Sens Y-Y

On a :

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(1.875 \text{ m} ; 0,275 \text{ m})$$

Donc, $b = 1,2 \text{ m}$.

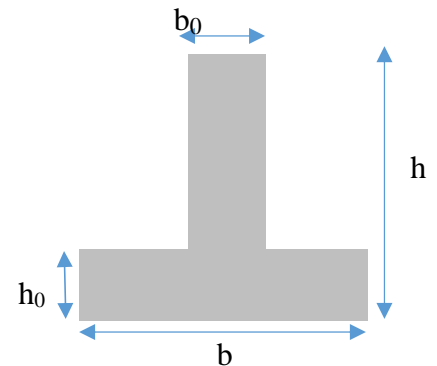


Figure V.4. Schéma des nervures

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	267.92	14.62	26	31.42	10HA20
	Appui	-422.64	27.30		39.42	6HA20+4HA25
Y-Y	Travée	261.34	14.41	26	31.42	10HA20
	Appui	-658.08	27.3		39.42	6HA20+4HA25

➤ Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 28,57 ; 55) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires

✓ Vérification des efforts tranchants à l'ELU

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

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{641.86 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,75} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{707.9 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,75} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ Vérification des contraintes

Tableau V.6. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	201.27	0.21	0.017576	2.45<15	Vérifiée	92.3<201,63	Vérifiée
	Appui	-519.21	0.22	0.020540	5.78<15	Vérifiée	197.5<201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	242.98	0.21	0.017576	2.95<15	Vérifiée	134.5<201,63	Vérifiée
	Appui	-293.57	0.21	0.017576	3.94<15	Vérifiée	111.2<201,63	Vérifiée

Remarque

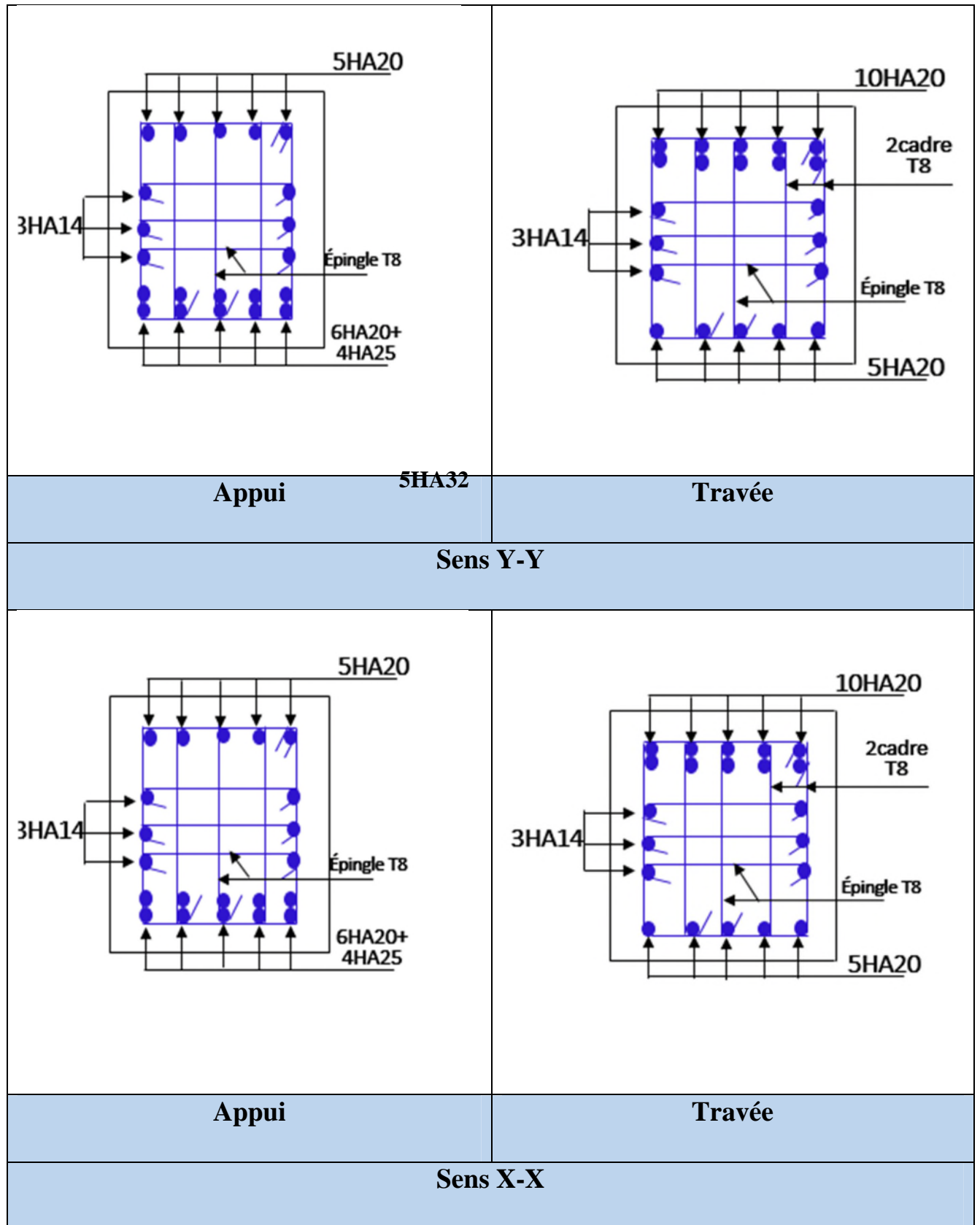
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de lo

D'après le **CBA93(Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$.

Soit : 3HA14 = 4.62 cm² par face.

Tableau V.7. Schéma de ferrailage des nervures



V.5. Etude du voile 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.

VI.5.1. Dimensionnement des voiles :

- Hauteur $h=2.57$ m
- Longueur $L=4.65$ m
- Épaisseur $e=20$ cm
- **Caractéristiques du sol**
- Poids spécifique $\gamma_h = 19$ KN/m³
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0,4$ bar=40kpa
- Angle de frottement : 8°

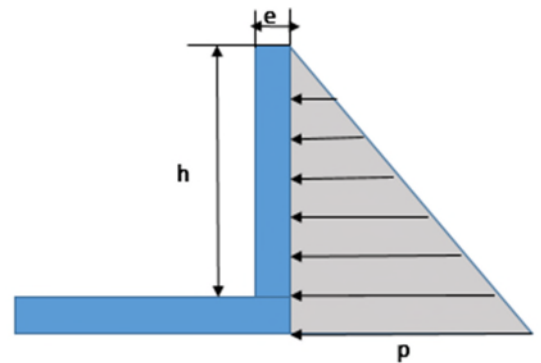


Figure V.5. Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2.57 \times 19 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2}\right) - 2 \times 40 \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2}\right) = 14.78 \text{ KN/m}^2$$

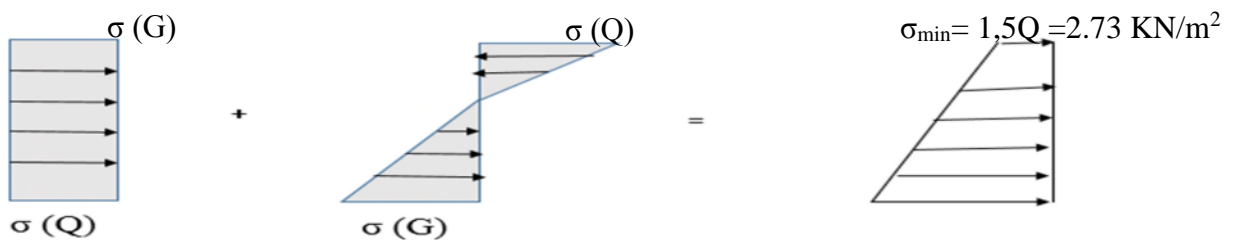
✓ **Surcharge non accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 1.82 \text{ KN/m}^2$$

V.5.2. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 22.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 22.68 + 2.73}{4} = 17.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 17.69 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3.95 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.65 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3.95/4.65 = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile travail dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0506 \times 19.95 \times 3.95^2 = 15.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,6864 \times M_{0x} = 10.81 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 13.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -6.3 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau V.8. Ferrailage des voiles périphérique.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	X-X	13.38	0,053	0,069	17.5	2.19	1.72	4HA12 = 4.52
	Y-Y	9.18	0,037	0,047	17,6	1.49	1.72	4HA12= 4,52
Appui		- 6.3	0,025	0,032	17,7	1.022	1.72	4HA12=4,52

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,85 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,85) 100 \times 20 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{15,75 \times 3,95}{2} \times \frac{4,65^4}{3,95^4 + 4,65^4} = 20,45 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{15,75 \times 4,65}{2} \times \frac{3,95^4}{3,95^4 + 4,65^4} = 12,53 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,094 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,75 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_x = 0,7794 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 16,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 1,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 16,58 + 1,82}{4} = 12,89 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 12,89 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0576 \times 12,89 \times 3,95^2 = 11,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7794 \times M_{0x} = 9,02 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 9,84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 7,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -4,63 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau V.9. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	9.84	4.3	15376	2.04 < 15	Vérifiée	97.23 < 201,63	Vérifiée
	y-y	7.66	4,30	15376	1.59 < 15	Vérifiée	75.78 < 201,63	Vérifiée
Appui		-4.63	4,30	15376	0.96 < 15	Vérifiée	45.75 < 201,63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique :

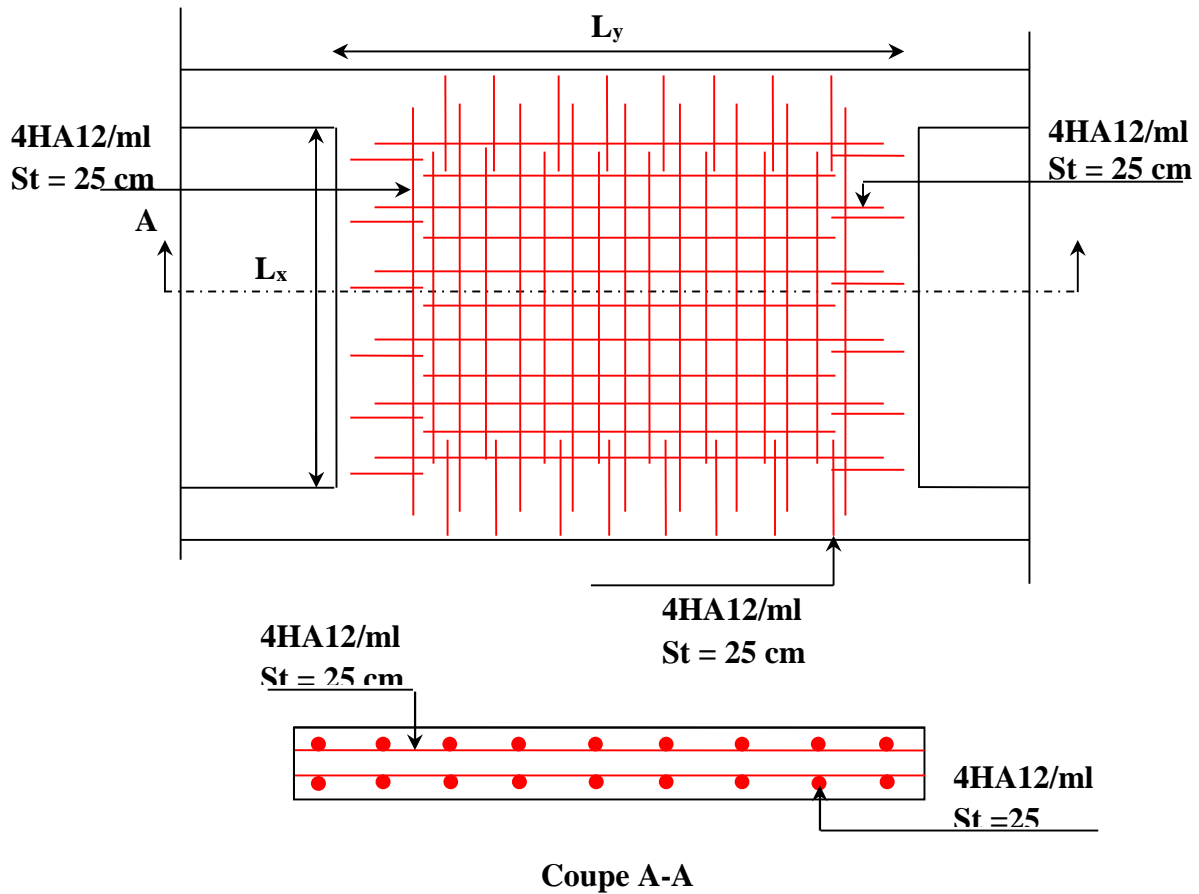


Figure V.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- ❖ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ❖ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- ❖ D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

- ✓ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Document Technique Réglementaire (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.
- ✓ Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- ✓ DTR-BC 2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

Valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 0.8$

		u/x v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077	
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
	0.4	0.203	0.161	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.051	
	0.7	0.150	0.157	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.059	0.053	
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M2	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083	
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070	
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.068	0.082	0.075	0.068	0.061	
	0.4	0.107	0.102	0.077	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.058	0.058	
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038	
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033	
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029	
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

NOTA : Pour avoir les valeurs de M2 ; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 4

Caractéristiques générales

Installation	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter le schéma T31)	à l'usage	collective, à essence selective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	tranches automatiques	à ouverture centrale à trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines				Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Passance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO	120 x 100		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
						In	Id	In	Id				
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	400	180	400	200	140 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	48	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	58	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	440	260	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	58	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	1500
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	440	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	280	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	440	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbolisé par le Comité National de l'Ascenseur (CNA) pour la sécurité des personnes handicapées (CNA-CH). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et sont adaptés aux handicapés directs et indirects.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cas d'un document général. S'adresser à l'installateur à très haute performance. Il est également conseillé de prendre contact avec votre Correspondant Schneider.

ANNEXE 5

Rapport De Sol