

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de RELIZANE  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département: Génie civil et travaux publics



جامعة غليزان  
RELIZANE UNIVERSITY

MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en :  
Génie civil option : Structure

Intitulé

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+8+SOUS  
SOL A USAGE MULTIPLE

**Présenté par:**

Mr : YAGOUB Aymen

Mlle : BENDJEDLA Wissem Nour EL-houda

**Devant les membres de jury :**

**Président :** Mr LATROUCH Nouredine

Maître de conférence (A)A (U. Relizane)

**Encadreur :** Mr MENAD Kamel

Maître de conférence (A) A (U. Relizane)

**Examineur :** Mme ABDELHAK Zohra

Maître de conférence (A) A (U. Relizane)

**Année universitaire :2024/2025**

## **Dédicace**

Nous dédions ce modeste travail :

À nos très chers parents,

A nos chers frères et sœurs,

A nos chères grandes familles,

A tous nos amis proches ou loin,

A tous ceux qui nous sont chers, et qu'ils trouvent leur place

Dans nos cœurs.

- YAGOUB AYMEN
- BENDJEDLA WISSEM NOUR ELHOUDA

## Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH de nous avoir donné le pouvoir afin  
De réaliser ce travail.

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs

Remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation  
De ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur le professeur : MENAD KAMEL qui nous  
a encadrés avec patience durant la réalisation de ce travail de  
Fin d'études. Ses conseils nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce  
Mémoire.

Nous remercions l'Université de RELIZANE et tous ceux qui en ont la charge.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont  
Honorés en acceptant de juger ce modeste travail. Leurs remarques ont été à l'origine  
De discussions riches et passionnantes.

Enfin, nous tenons à remercier l'ensemble du corps enseignants du département de  
Génie Civil.

## ملخص :

يتعلق مشروعنا بدراسة مبنى سكني مكوّن من طابق أرضي + 8 طوابق + طابق تحت أرضي، يقع في ولاية مستغانم. تُصنّف هذه المنطقة ضمن المنطقة الزلزالية V حسب كود RPA نسخة 2024 تُضمن مقاومة واستقرار المبنى تحت جميع الأحمال الرأسية والأفقية عن طريق العوارض الكمرات، الأعمدة، والجدران المصبوبة بالخرسانة المسلحة. وقد تم إجراء الدراسة الزلزالية باستخدام برنامج ETABS2016 أما حساب التسليح للعناصر الإنشائية المقاومة، فقد تم بواسطة برنامج وفق الأنظمة التالية RPA 2024 و BAEL.91

الكلمات المفتاحية: مبنى، خرسانة مسلحة، دراسة زلزالية، ETABS2016، SOCOTEC

## Abstract:

Our project involves studying a residential building consisting of a ground floor, eight floors, and a basement located in the Wilaya of Mostaganem. This region is classified as Zone V according to RPA version 2024. The building's strength and stability under all vertical and horizontal loads are ensured by beams, columns, and walls formed from reinforced concrete. The seismic study was conducted using the ETABS 2016 program. The reinforcement calculations for the resisting elements were performed using the SOCOTEC program, in accordance with the following regulations: RPA2024, BAEL91 Keywords: Building, Reinforced Concrete, Seismic Study, ETABS2016, and SOCOTEC

## Résumé :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation composé d'un RDC + 8 étages +sous-sol implanté à la Wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone V Selon RPA version 2024.

La résistance et la stabilité du bâtiment à toutes les charges verticales et horizontales sont assurées par des poutres, des poteaux et des murs formés en béton armé. L'étude sismique à été réalisée à l'aide d'un programme ETABS 2016.

Le calcul du ferrailage des éléments résistants à été fait avec le programme SOCOTEC, Selon les règlements suivants :

RPA2024, BAEL91

Les mots clés : Bâtiment, Béton armé, L'étude sismique, ETABS2016, SOCOTEC

## Liste des tableaux

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

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments principaux et décrets des charges

Tableau II.1 : Les dimensions des poutres	21
Tableau II.2 : Charges permanents et charges d'exploitations	26
Tableau II.3 : La loi de dégression	26
Tableau II.4 : Poteaux prises	33

### Chapitre III : Etude des planchers

Tableau II.1 : Résultats de moment isostatiques	41
Tableau II.2 : Résultats de moment en appuis	41
Tableau II.3 : Résultats de moment maximal en ELU et ELS	42
Tableau II.4 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée	44
Tableau II.5 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis	45
Tableau II.6 : Vérifications de la contrainte de béton	46
Tableau II.7 Calcul de la flèche	48

### Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires

Tableau IV.1 : Les vérifications de L'ELS	52
Tableau IV.2 : Résultats d'évaluations des charges d'escalier	55
Tableau IV.3 : Calcul des armatures	55
Tableau IV.4 : Vérification de compression du béton	56
Tableau IV.5 : Vérification de la flèche de l'escalier	57
Tableau IV.6 : Calcul des sollicitations de dalle pleine	58
Tableau IV.7 : Ferrailage de la dalle pleine	58
Tableau IV.8 : Vérification des espacements	59
Tableau IV.9 : Vérification des contraintes à L'ELS	59
Tableau IV.10 : Calcul de la flèche	59

### Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique

Tableau V.1 : Facteur de qualité	68
Tableau V.2 : Participation massique du modèle	71
Tableau V.3 : Participation massique initiale du modèle	74
Tableau V.4 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	75
Tableau V.5 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final	76
Tableau V.6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	76
Tableau V.7 : Vérification l'effort p.d inter-étage du modèle final	77

## **Chapitre VI: Ferrailage des éléments résistants**

<b>Tableau VI.1:</b> Ferrailage des poteaux situation accidentelle (MAX)	<b>80</b>
<b>Tableau VI.2 :</b> Ferrailage des poteaux situation accidentelle (MIN)	<b>80</b>
<b>Tableau VI.3 :</b> Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M MAX)	<b>80</b>
<b>Tableau VI.4 :</b> Ferrailage des poteaux situation durable (MAX)	<b>81</b>
<b>Tableau VI.5 :</b> Ferrailage des poteaux situation durable (Min)	<b>81</b>
<b>Tableau VI.6 :</b> Ferrailage des poteaux situation durable (M MAX)	<b>81</b>
<b>Tableau VI.7 :</b> Choix des armatures des poteaux	<b>81</b>
<b>Tableau VI.8 :</b> Vérification des contraintes pour les poteaux	<b>82</b>
<b>Tableau VI.9 :</b> Vérification des contraintes pour les poteaux	<b>82</b>
<b>Tableau VI.10 :</b> Vérification des contraintes pour les poteaux	<b>82</b>
<b>Tableau VI.11 :</b> Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	<b>83</b>
<b>Tableau VI.12 :</b> Espacement maximales selon RPA 2024	<b>85</b>
<b>Tableau VI.13 :</b> Choix des armatures transversales pour les poteaux	<b>85</b>
<b>Tableau VI.14 :</b> Ferrailage des poutres porteuses (Situation durable)	<b>88</b>
<b>Tableau VI.15 :</b> Ferrailage des poutres porteuses (Situation accidentelles)	<b>88</b>
<b>Tableau VI.16 :</b> Ferrailage des poutres non porteuses (Situation durable)	<b>89</b>
<b>Tableau VI.17 :</b> Ferrailage des poutres non porteuses (Situation accidentelles)	<b>89</b>
<b>Tableau VI.18 :</b> Choix des armatures pour les poutres porteuses	<b>89</b>
<b>Tableau VI.19 :</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses	<b>89</b>
<b>Tableau VI.20 :</b> Vérification de la condition de non fragilité	<b>90</b>
<b>Tableau VI.21 :</b> Vérification des poutres porteuses à L'ELS	<b>90</b>
<b>Tableau VI.22 :</b> Vérification des poutres NON porteuses à L'ELS	<b>91</b>
<b>Tableau VI.23 :</b> Vérification de la contrainte de cisaillement	<b>91</b>
<b>Tableau VI.24 :</b> Calcul des armatures transversales	<b>92</b>
<b>Tableau VI.25 :</b> Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	<b>93</b>

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

<b>Tableau VII.1:</b> Sections des semelles filantes	<b>108</b>
<b>Tableau VII.2:</b> Dimensions de la dalle des semelles filantes	<b>109</b>
<b>Tableau VII.3:</b> Dimensions de la dalle des semelles filantes	<b>110</b>
<b>Tableau VII.4:</b> Les dimensions de la dalle des filantes	<b>112</b>
<b>Tableau VII.5:</b> Ferrailage des nervures	<b>113</b>
<b>Tableau VII.6:</b> Vérification des contraintes à L'ELS	<b>113</b>
<b>Tableau VII.7:</b> Ferrailage du voile périphérique	<b>118</b>
<b>Tableau VII.8:</b> Vérification des contraintes à L'ELS	<b>119</b>

## Listes des figures

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

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments principaux et décrets des charges

<b>Figure II.1</b> : Coupe transversale du plancher à corps creux	<b>19</b>
<b>Figure II.2</b> : Section d'une poutre	<b>20</b>
<b>Figure II.3</b> : (a) coupe de voile en élévation	<b>21</b>
(b) coupe de voile en plan	<b>22</b>
<b>Figure II.4</b> : Schéma statique équivalent de l'escalier	<b>23</b>
<b>Figure II.5</b> : Schéma statique de l'acrotère	<b>24</b>
<b>Figure II.6</b> : La section réduite du poteau	<b>27</b>
<b>Figure II.7</b> : Les charges verticales assagissant sur le poteau	<b>28</b>
<b>Figure II.8</b> : Coffrage des poteaux	<b>29</b>
<b>Figure II.9</b> : La section le plus sollicité du poteau	<b>30</b>

### Chapitre III : Etude des planchers

<b>Figure III.1</b> : Coupe transversales d'un plancher à corps creux	<b>34</b>
<b>Figure III.2</b> : Dimensions des poutrelles	<b>34</b>
<b>Figure III.3</b> : Section d'une poutrelle	<b>36</b>
<b>Figure III.4</b> : Ferrailage des poutrelles an travée et en appuis	<b>50</b>

### Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires

<b>Figure IV.1</b> : Ferrailage de l'acrotère	<b>53</b>
<b>Figure IV.2</b> : Schéma statique de volée	<b>54</b>
<b>Figure IV.3</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier	<b>57</b>
<b>Figure IV.4</b> : Dimensions d'une dalle	<b>57</b>
<b>Figure IV.5</b> : Ferrailage de la dalle pleine	<b>60</b>

### Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique

<b>Figure V.1</b> : Spectre de réponse	<b>68</b>
<b>Figure V.2</b> : Vue en 3D du modèle initial	<b>70</b>
<b>Figure V.3</b> : Vue en 2D du modèle initial	<b>71</b>
<b>Figure V.4</b> : Vue en 3D du modèle 1	<b>73</b>
<b>Figure V.5</b> : Vue en 2D du modèle 1	<b>73</b>

### Chapitre VI: Ferrailage des éléments résistants

<b>Figure VI.1</b> : Schéma de ferrailage des poteaux	<b>86</b>
<b>Figure VI.2</b> : Arrêts des barres	<b>92</b>
<b>Figure VI.3</b> : Schéma de ferrailage des poutres	<b>94</b>

<b>Figure VI.4</b> : Zone critique à la base du voile	<b>96</b>
<b>Figure VI.5</b> : Eléments de rive pour les voiles	<b>97</b>
<b>Figure VI.6</b> : Schéma de ferrailage voiles	<b>104</b>

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

<b>Figure VII.1</b> : L'effet de cisaillement du sol	<b>107</b>
<b>Figure VII.2</b> : Schéma statique du bâtiment	<b>111</b>
<b>Figure VII.3</b> : Schéma de ferrailage des nervures	<b>115</b>
<b>Figure VII.4</b> : Evaluation des charges	<b>116</b>
<b>Figure VII.5</b> : Ferrailage du voile périphérique	<b>119</b>

## LISTE DES SYMBOLES

**A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

**As** : Aire d'une section d'acier.

**At** : Section d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton.

**ø** : Diamètre des armatures, mode propre.

$\varphi$  : Angle de frottement.

**Q** : Charge d'exploitation.

$s\gamma$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.

$b\gamma$  : Coefficient de sécurité dans le béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.

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

$\sigma_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.

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

$u\tau$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

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

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne.

**G** : Charge permanente.

$\xi$  : Déformation relative.

**V0** : Effort tranchant a la base.

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

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

**Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.

**Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

**Tu** : Effort tranchant ultime.

**T** : Période.

**St** : Espacement.

$\lambda$  : Elancement.

**F** : Force concentrée.

**f** : Flèche.

**f** : Flèche admissible.

**D** : Fiche d'ancrage.

**L** : Longueur ou portée.  
**d** : Hauteur utile.  
**Fe** : Limite d'élasticité de l'acier.  
**Mu** : Moment à l'état limite ultime.  
**Mser** : Moment à l'état limite de service.  
**Mt** : Moment en travée.  
**Ma** : Moment sur appuis.  
**M0** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.  
**I** : Moment d'inertie.  
**fi** : Flèche due aux charges instantanées.  
**fv** : Flèche due aux charges de longue durée.  
**Ifi** : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.  
**M** : Moment, Masse.  
**Eij** : Module d'élasticité instantané.  
**Evj** : Module d'élasticité différé.  
**fc28** : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.  
**ft28** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.  
**Fcj** : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.  
**K** : Coefficient de raideur de sol.  
 $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.  
**Y** : Position de l'axe neutre.  
**Ag** : Section transversale brute du voile ou trumeau.  
**I0** : Moment d'inertie de la section totale homogène.  
 $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).  
 $\Phi$  : Coefficient de sécurité.  
 $\alpha_c$  : coefficient dépendant de l'élanement du mur.  
 $\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.  
 $\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.  
 $\rho_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.  
**hw** : Hauteur totale du voile.  
**lw** : Longueur du mur en plan.  
 $\delta_u$  : déplacement du voile au sommet.  
**Ig** : Moment d'inertie du voile

## UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

**m ; cm ; mm** : longueurs ; dimensions ; portées.

**cm<sup>2</sup>** : Section d'acier.

**kN (MN ; N)** : Charge ponctuelle.

**kN/ml (MN/ml ; N/ml)** : Charge linéaire uniformément réparties.

**kN/m<sup>2</sup> (MN/m<sup>2</sup> ; N/m<sup>2</sup>)** : Charge surfacique.

**kN/m<sup>3</sup> (MN/m<sup>3</sup> ; N/m<sup>3</sup>)** : Charge volumique.

**kNm (MNm ; Nm)** : Moment d'une force.

**MPa (kPa ; Pa)** : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

## **TABLE DES MATIERES**

<b>DEDICACE</b>	<b>02</b>
<b>REMERCIEMENTS</b>	<b>03</b>
<b>RESUME</b>	<b>04</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b>	<b>05</b>
<b>LISTES DES FIGURES</b>	<b>07</b>
<b>LISTE DES SYMBOLES</b>	<b>09</b>
<b>TABLE DES MATIERES</b>	<b>12</b>
<b>OBJECTIF</b>	<b>15</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>16</b>
<b>CHAPITRE I : Présentation du l’ouvrage et caractéristiques des matériaux</b>	
I.1. Présentation du projet	17
I.2. Caractéristiques de la structure	17
I.3. Règlement de calcul	17
I.4. caractéristiques mécaniques des matériaux	17
<b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments principaux et décents des charges</b>	
II.1. Pré-dimensionnement des planchers	19
II.2. Pré-dimensionnement des poutres	20
II.3. Pré-dimensionnement des voiles	21
II.4 Pré-dimensionnement des escaliers	23
II.5. Pré-dimensionnement des balcons	24
II.6. Pré-dimensionnement de l’acrotère	24
II.7. Descente des charges	24
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	27
<b>CHAPITRE III : Etude des planchers</b>	
III.1. Introduction	34
III.2. Détermination des dimensions des poutrelles	34
III.3. Ferrailage de la table de compression	36
III.4. Etude des poutrelles	37
III.6. Evaluation des charges revenantes aux poutrelles	39
<b>CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires</b>	
IV.1. Introduction	51
IV.2. L’acrotère	51

IV.2.1. Evaluation des charges	51
IV.2.2. Ferrailage de l'acrotère	51
IV.3. L'escalier	53
IV.3.1. Introduction	53
IV.3.2. Hypothèses de calcul	53
IV.3.3. Les types des escaliers	53
IV.3.4. Calcul de ferrailage	53
IV.4. Dalle Pleine	57
IV.4.1. Evaluation des charges	58
IV.4.2. Ferrailage de la dalle	58
IV.4.3. Vérification à l'ELS	59
<b>CHAPITRE V : Etude dynamique en zone sismique</b>	
V.1. Introduction	61
V.2. Etude dynamique en zone sismique	61
V.2.1. Introduction	61
V.2.2. Modélisation mathématique	61
V.2.3. Caractéristique dynamiques propres	61
V.3. Modélisation de la structure	63
V.3.1. Présentation du programme ETABS	63
V.3.2. Modélisation de rigidité	63
V.3.3. L'analyse	64
V.3.4. Modélisation de la masse	64
V.3.5. Conception du contreventement vertical	64
V.4. Etude sismique	64
V.4.1. Stratégie du calcul sismique	64
V.4.2. Choix de la méthode calcul	66
V.4.3. Analyse spectrale	66
V.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale	66
V.4.3.2. Spectre de réponse	66
V.5. Résultats de l'analyse sismique	70
Conclusion	78
<b>CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments résistants</b>	
V.1. Introduction	79
V.2. Ferrailage Des Poteaux	79
V.2.1. Introduction	79
V.2.2. Combinaisons d'actions	79
V.2.3. Recommandation selon RPA2024	80

V.2.4. Choix des armatures	81
V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	82
V.2.6. Vérification de l'effort tranchant	83
V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	83
V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux	84
V.3. Ferrailage Des Poutres	87
V.3.1. Introduction	87
V.3.2. Les combinaisons de charges	87
V.3.3. Recommandation du rpa2024	87
V.3.4. Calcul du ferrailage	88
V.3.5. Condition de non fragilité	90
V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	90
V.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	91
V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales	92
V.3.9. Arrêt des barres [1]	92
V.3.10. Vérification de la flèche	93
V.4. Ferrailage Des Voiles	95
V.4.1. Généralités	95
V.4.2.1. exemple de calculer voile(VY1)	99
<b>CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure</b>	
VII.1. Introduction	105
VII.2. Fonctions Assurées Par Les Fondations	105
VII.3. Choix Du Type De Fondation	105
VII.4. Classification Des Fondations	106
VII.5. Calcul Des Fondations	106
VII.6. Choix De Type De Semelle	106
VII.6.1. Semelles Isolées	106
VII.6.2. Semelles Filantes	108
VII.6.3. Pré dimensionnement de la semelle filante	109
VII.6.3.1. Vérification de la stabilité	110
VII.6.3.2. Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante	112
VII.6.3.3 Ferrailage Des Semelles Filantes	112
VII.6.4. Etude du Voile périphérique	116
VII.6.4.1. Introduction	116
VII.6.4.2. Pré dimensionnement	116
VII.6.4.3. Evaluation des charges	116
VII.6.4.4. Effort dans le voile périphérique	117

## **L'OBJECTIF**

Cette étude vise à concevoir un bâtiment R+8 avec sous-sol, en assurant sa stabilité, la sécurité des usagers et le respect des normes. Elle analyse les charges, choisit les matériaux, évalue les risques et les coûts, tout en garantissant une bonne intégration structurelle et architecturale pour un projet durable et fonctionnel.

## **Introduction générale :**

La construction est un domaine essentiel du génie civil qui consiste à concevoir, planifier et réaliser des ouvrages tels que les bâtiments, les ponts ou les routes, en utilisant divers matériaux et techniques. Elle joue un rôle fondamental dans le développement des infrastructures et l'aménagement du territoire. Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans... etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions. La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "RPA 2024"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions. Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre étude, Le travail est subdivisé en en sept chapitres: Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. Le troisième chapitre a pour l'étude des planchers. Dans le quatrième chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires (dalles pleins, acrotère, et l'escalier). L'étude dynamique et sismique de la structure a été entamée dans le cinquième chapitre par le logiciel ETABS (VERSION 2016). Les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) seront calculés dans le sixième chapitre. En fin l'étude de l'infrastructure a été entamée dans le dernier chapitre.

### I.1. Présentation du projet :

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en rez-de-chaussée + 8 étages en béton armé, qui est constitué d'un sous-sol (parking), et d'un rez-de-chaussée dédié aux commerces et les autres niveaux à usage d'habitation. Notre projet sera implanté à la wilaya de MOSTAGANEM, exactement à **KHARROUBA**, faisant partie de la zone sismique élevée (zone V) et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage 2 (bâtiment d'importance moyenne).

### I.2. Caractéristiques de la structure :

Le bâtiment comporte:

- Un sous-sol (parking) de hauteur égale à **4.81 m**.
- Un rez-de chaussé de hauteur égale à **3.06 m** (commercial)
- Huit étages de hauteur égale à **3.06 m** de chaque étage
- La largeur en plan **21.50 m**
- La longueur en plan **22.70 m**.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **34.05 m**.

### I.3. Règlement de calcul :

Les calculs de ce projet sont effectués conformément aux règles de CBA 93 et aux règles parasismiques algériennes (RPA 2024)

#### Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 2024 comme zone de sismicité élevée (zone V).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2).
- ✓ Contrainte admissible du sol  $\sigma_s = 2.5 \text{ bars}$ .

### I.4 caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes aux règles techniques de conception, et de calcul des structures en béton armé.

#### A- Le béton :

##### 1- Dosage : Il dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment (CEM II/B 32,5N)

- 350kg de ciment CPA325.
- 400l de sable.
- 800l de gravier.
- 175l d'eau.

##### 2- Résistance à la compression et à la traction :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours ( $f_{c28}$ ). Dans notre cas on prend

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA. } f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$$

##### 3- Contraintes limites :

###### a- E.I.U.R :

$$\text{Pour } \gamma_b = 1,5 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

- Pour  $\gamma_b = 1,20$  et  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

**b- E.L.S**

- La contrainte admissible du béton est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$

**4- Module de déformation longitudinale du béton :**

- Pour les charges instantanées (durée d'application inférieure à 24h)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 (25)^{1/3} = 32164,2 \text{MPa}$$

- Pour les charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \left( f_{cj} \right)^{1/3} = 10818,87 \text{Mpa}$$

**5- Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à  $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

**b- Acier :**

**Type d'aciers utilisés :** on utilise 3 types d'aciers :

- 1<sup>er</sup> type : aciers à haut adhérence (HA).

De nuance  $f_e E500$  et dont la limite élastique est :

$f_e = 500 \text{Mpa}$  (pour les armatures longitudinales).

- 2<sup>ème</sup> type : Ronds lisses (RL).

De nuance  $f_e E235$  et dont la limite élastique est :

$f_e = 235 \text{Mpa}$  (pour les armatures transversales).

- 3<sup>ème</sup> type : Treillis soudée (TS).

De nuance TLE 500 et dont la limite élastique est :

$f_e = 500 \text{Mpa}$ .

Le pré dimensionnement des éléments de la structure doit respecter les règles de parasismiques algériennes RPA 2024 »

les différentes règles de béton armé tels que le **CBA93** et le **BAEL91**

### II.1. Pré-dimensionnement des planchers :

Dans ce projet, nous avons un seul type de plancher .C'est un plancher à corps creux

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher, on utilise la condition de flèche (rigidité)

suivante :

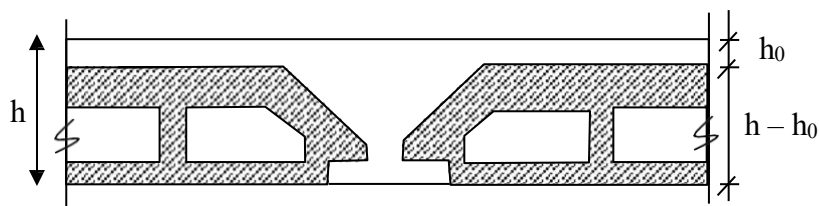


Fig. II.1 Coupe transversale du plancher a corps creux

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

Avec : h : L'épaisseur totale du plancher.

L : plus grande portée entre nus d'appuis des poutres porteuses.

$$L = 4,80 \Rightarrow 19.2 \leq h \leq 24 \text{ cm}$$

On prend  $h = 20\text{cm} = (16 + 4) \text{ cm}$  avec 16 l'épaisseur du corps creux et 4 cm l'épaisseur de la dalle de compression.

✓ **Dimensionnement des poutrelles :**

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en Té

$$b_1 = \min \left( \frac{b - b_0}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right)$$

Avec :  $\begin{cases} L : \text{portée de la nervure entre nus des poutres principales} \\ L_0 : \text{dis tan ce entre axes des nervures} \end{cases}$

$$b_1 = \min \left( \frac{60 - 12}{2} ; \frac{480}{10} \right) = 24$$

$$b = 2b_1 + 12 = 60 \text{ cm}$$

Soit la largeur de la nervure  $b = 60 \text{ cm}$  (dimension normalisée).

**II.2. Pré-dimensionnement des poutres :**

Les poutres seront pré dimensionnées selon la formule empirique dite condition de rigidité

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

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

Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles

données par l'article 7.5.1 du RPA 2024.

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

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

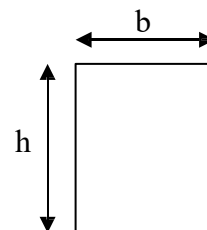
$$h / b \leq 4$$

$$0.4 * h < b < 0.8 * h \quad \text{selon BAEL}$$

Avec :  $L$  : la plus grande portée de la poutre ;

$h$  : la hauteur de la poutre ;

$b$  : la largeur de la poutre.



**Fig.II.2. Section d'une**

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau II.1. Les dimensions des poutres**

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h / b	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale 1 (PP)	515	34.33	51.5	40	30	1.33	30x40
Poutre principale 2 (PP)	650	43.33	65	45	35	1.29	35x45
Poutre principale 3 (PP)	400	26.67	40	35	25	1.4	25x35
Poutre secondaire (PS)	480	32	48	40	30	1.33	30x40

### II.3. Pré-dimensionnement des voiles :

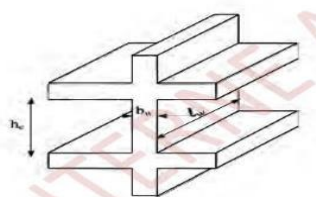
Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (**l'article RPA2024**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement

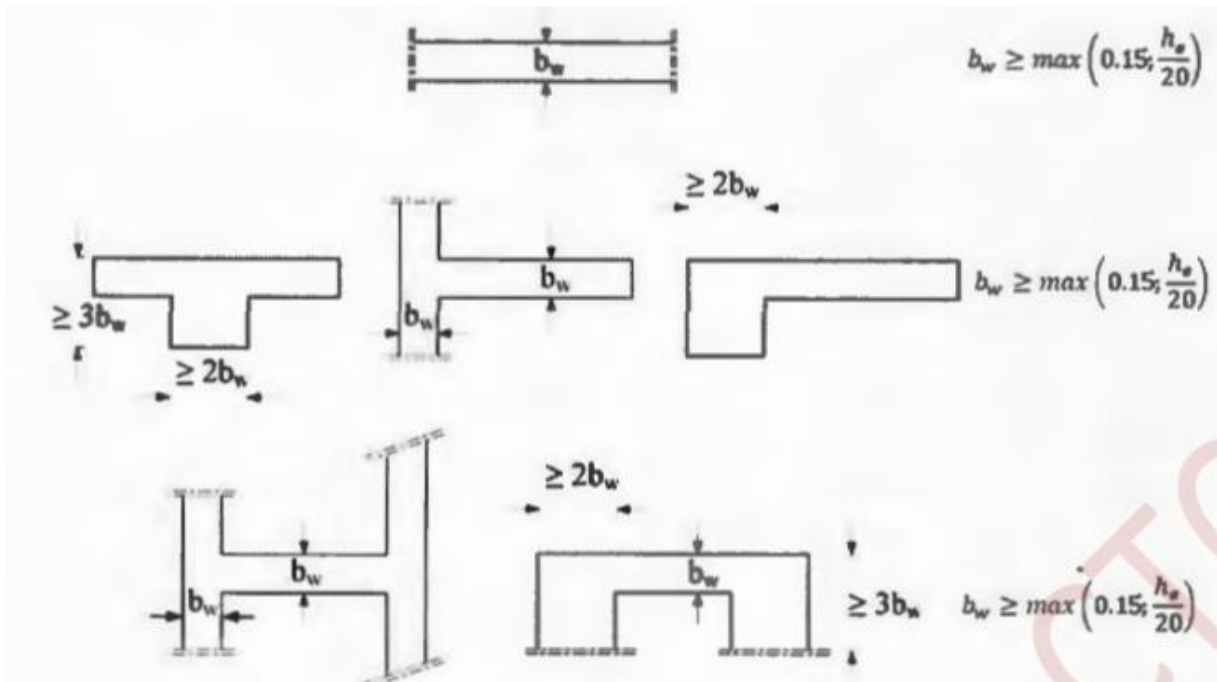
D'après le **RPA 2024** « les éléments satisfaisants la condition  $b_w \geq \text{Max} (15 ; \frac{h_e}{20})$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

avec **h<sub>e</sub>** : la hauteur libre d'étage

L'article **RPA2024** « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h<sub>e</sub> et des conditions de rigidité au extrémités comme indiquer dans la figure (II.3)



(a)



(b)

fig. II-3. (a) Coupe de voile en élévation (b) Coupe de voile en plan

$$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

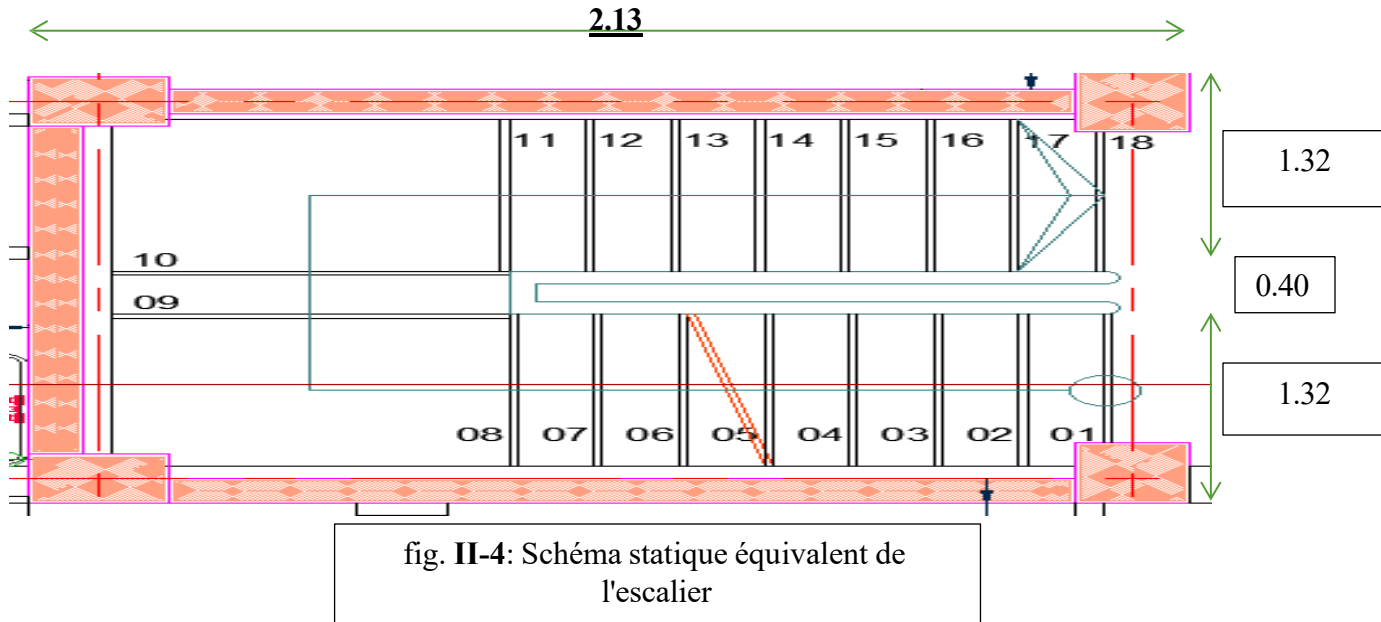
$$e \geq 13.3 \text{ cm}$$

On adopte Alors :

$$e = 20 \text{ cm}$$

II.4 Pré-dimensionnement des escaliers :

Calcul du nombre des marches :



Pour RDC :

H=306cm

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

H = 306cm, on prend h = 17 cm.

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{17-1} \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :  $58 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$ .

$$2 \times 17+30 = 64 \text{ cm} \text{ et que } 58 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}.$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg}\alpha = 29,54^{\circ}$$

**Epaisseur de la paillasse et du palier :**

**Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{180}{\cos\alpha} = 207 \text{ cm}.$$

$$6,9 \leq ep \leq 10,35$$

pour un bon bétonnage on prend  $e_{\text{paillasse}} = 12$

**Epaisseur du palier :**

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{150}{30} \leq ep \leq \frac{150}{20}$$

$$5 \leq ep \leq 7,5$$

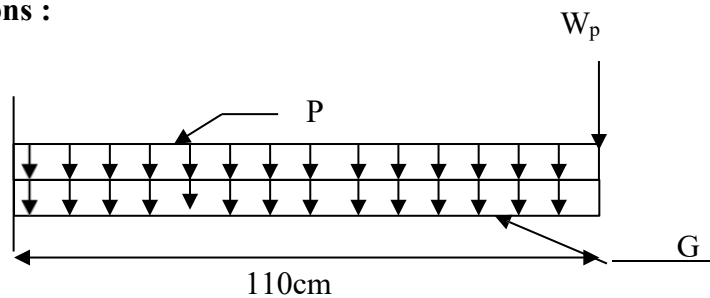
Pour un bon bétonnage On prend  $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$ .

**II.5. Pré-dimensionnement des balcons :**

L'épaisseur des balcons

$$ep = \frac{l}{10} \text{ Avec } l=110 \text{ cm}$$

$$e_{\text{balcon}} = 11 \text{ cm}$$



**II.6. Pré-dimensionnement de l'acrotère :**

Le calcul se fait pour 1m de largeur

Le poids propre de l'acrotère  $G = \rho * S$

$\rho$  : Le poids volumique du béton = 25kN/m<sup>3</sup>

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

$$S = (50 \times 7) + (16 \times 7) + \left(\frac{7 \times 16}{2}\right) \rightarrow S = 0,0518 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{TOTAL}} = 1.29 \text{ KN/ml}$$

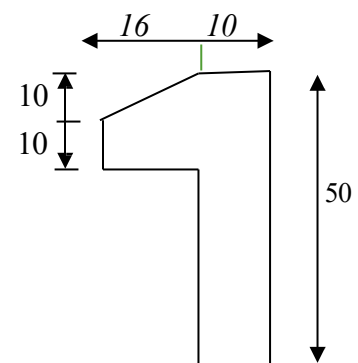


fig II.5 : schéma statique du l'acrotère

**II.7. Descente des charges :**

Les charges réglementaires : Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitations ou surcharges.

✓ **Les charges permanentes :** \_\_\_\_\_

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

✓ **Les charges d'exploitations :** \_\_\_\_\_

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires .Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

**Plancher terrasse accessible :**

**Dalle à corps creux :**

1-dalle de sol (2cm)	→	0,20 KN/m <sup>2</sup>
2-Étanchéité multicouche (2cm)	→	0,12 KN/m <sup>2</sup>
3-Béton forme de pente (8cm)	→	1,76 KN/m <sup>2</sup>
4-Isolation thermique en polystyrène (4cm)	→	0,16 KN/m <sup>2</sup>
5-plancher à corps creux +dalle de compression (16 +4)	→	2,80 KN/m <sup>2</sup>
6-Enduit en mortier de ciment (2m)	→	0,36 KN/m <sup>2</sup>

**Charge permanente** G<sub>T</sub> = 6,44 KN/m<sup>2</sup>

**Charge d'exploitation** **Q<sub>T</sub> = 1,5 KN/m<sup>2</sup>**

**S-sol , RDC et étage courant :**

**Dalle à corps creux**

1-revêtement en dalle de sol (2cm)	→	0,20 KN/m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose (2cm)	→	0,40 KN/m <sup>2</sup>
3-chape en mortier de ciment (2cm)	→	0,40 KN/m <sup>2</sup>
4 -Plancher à corps creux (16+4)	→	2,80 KN/m <sup>2</sup>
5-cloison légère (10 cm)	→	1 KN/m <sup>2</sup>
6-enduit en mortier (2cm)	→	0,36 KN/m <sup>2</sup>

**Charge permanente** G<sub>T</sub> = 5,16 KN/m<sup>2</sup>

**Charge d'exploitation (Etage courant)** **Q<sub>T</sub> = 1,5 KN/m<sup>2</sup>**

**Maçonnerie :**

Parois extérieure, brique creuse (15cm)	1,40KN/m <sup>2</sup>
Parois intérieure, brique creuse (10cm)	1KN/m <sup>2</sup>
Enduit de plâtre (2cm)	0,20 KN/m <sup>2</sup>
Enduit de ciment (2cm)	0,36KN/m <sup>2</sup>
<b>Charge permanente</b>	<b>G<sub>m</sub> = 2,96KN/m<sup>2</sup></b>

Les résultats sont illustrés sur le tableau : suivant

**Tableau II.2. Charges permanentes et charges d’exploitations.**

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse accessible	6,44	1,5
RDC(commercial)	5 ,16	1,5
Etages courants	5,16	1,5
S-sol	5,16	2,5
Maçonnerie	2,96	/

**Tableau. II.3. La loi de dégression**

Niveau	La loi de dégression	(KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse accessible	$Nq_0=1KN/m^2$	1,00
Haut étage 8	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
Haut étage 7	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3,85
Haut étage 6	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
Haut étage 5	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
Haut étage 4	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
Haut étage 3	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
Haut étage 2	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+ q_7)$	8,455
Haut étage 1	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+ q_7+ q_8)$	9,28
Haut RDC	$Nq_9=q_0+0.67(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+ q_7+ q_8+ q_9)$	10,04
Haut S-SOL	$Nq_{10}=q_0+0.65(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+ q_7+ q_8+ q_9+ q_{10})$	11,4

**II.8. Pré dimensionnement des poteaux :**

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance et vérifier les conditions du RPA99 ainsi que la condition de flambement.

**a. Critère de résistance : [BAEL 91/B.8.4.1]**

Soit :

$N_u$  : effort normal ultime agissant sur le poteau

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (I)$$

Avec :

$A$  : section d'armatures à mettre en place ;

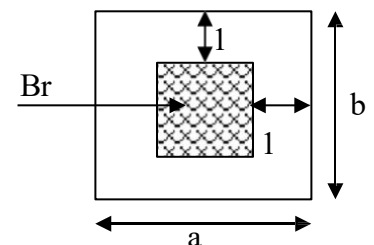
$Br$  : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2) \rightarrow \text{pour une section rectangulaire (voir Fig.II.8)}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$\alpha$  : Coefficient déduit de l'élanement mécanique  $\lambda$ .



**Fig. II.6.** La section réduite du poteau.

Il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$  pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend  $\lambda = 35$

Donc :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (\text{car } \lambda \leq 50)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,71$$

**Remarque :**

La valeur de  $\alpha$  doit être divisée par un coefficient  $\theta$  égal à :

- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours ;
- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours ;

Pour notre cas, la durée probable d'application de la majeure partie des charges est supérieure à 90 jours ; donc  $\theta = 1.1$

A partir de la relation (I), on déduit que :

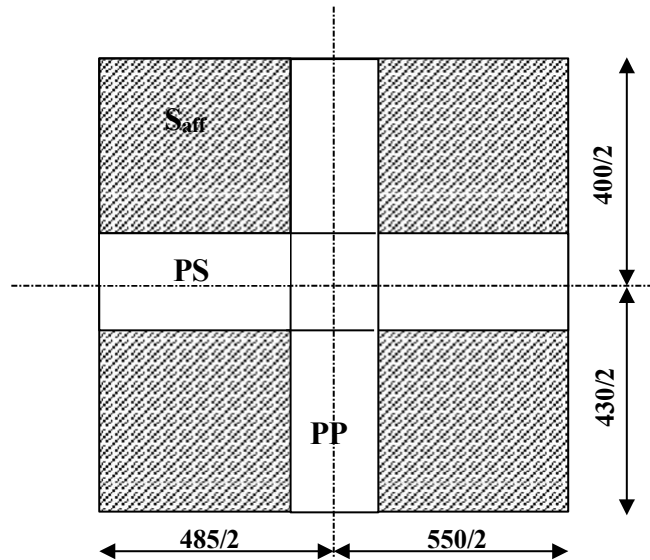


Fig. II.7. Les charges verticales es agissant sur le poteau.

•  $S=(2.00+2.15) \times (2.42+2.75)=21.5m^2$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend  $\frac{A}{Br} = 1 \%$

$$\Rightarrow Br \geq 0,71 \left[ \frac{Nu \text{ [KN]}}{25} + \frac{1}{100} \times \frac{500}{1,15 \times 10} \right]$$

Donc :  $Br \geq 0,616 Nu$                        $Nu \text{ [KN] }, Br \text{ [cm}^2\text{]}$

**b . Conditions de RPA2024: [RPA2024/7.4.1]**

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

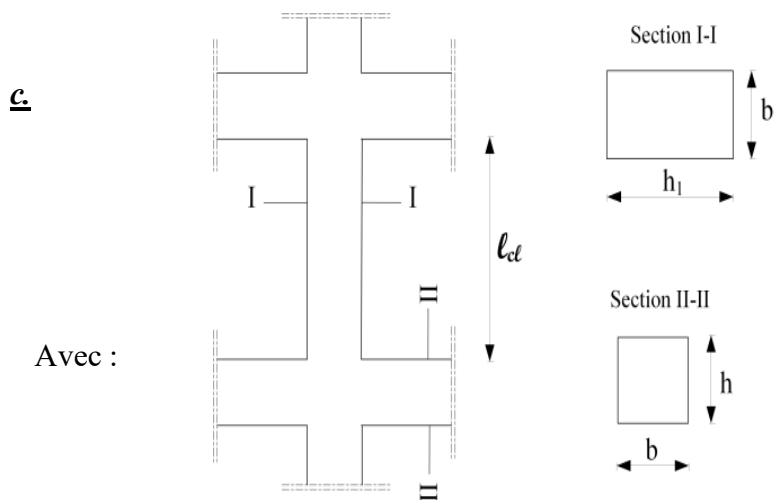
**Coffrage :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois (cf. Figure (7.1)). Les dés de calage sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (cf. Figure (7.1))

- Min( $b_1, h_1$ )  $\geq$  25 cm : en zones I, II et III
- Min( $b_1, h_1$ )  $\geq$  30 cm : en zones IV, V et VI
- Min( $b_1, h_1$ )  $\geq \frac{l_{cl}}{20}$ : quelle que soit la zone
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$  : quelle que soit la zone

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D, devra satisfaire les conditions ci-dessous :

- D  $\geq$  25 cm : en zones I et II
- D  $\geq$  30 cm : en zone III
- D  $\geq$  35 cm : en zones IV, V et VI
- D  $\geq \frac{l_{cl}}{15}$  : quelle que soit la zone



**Critère de flambement :**

Il faut vérifier que :

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

$\lambda$  : élancement ;

$l_f$  : longueur de flambement ;

$$l_f = 0,7 l_0$$

$l_0$  : longueur libre du poteau

Figure 7.1: Coffrage des poteaux

$i$  : rayon de giration de la section de plan de flambement ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B: Aire de la section du béton seul ;

I : moment d'inertie.

$$I = \frac{a^4}{12} \rightarrow \text{Pour une section carré}$$

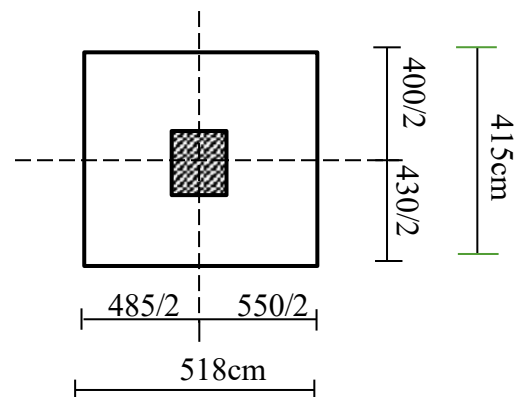


Figure II.9- La section le plus sollicité du poteau

### Pré dimensionnement des poteaux de notre bâtiment :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas;

La surface afférente est donnée par :  $S=4.15 \times 5.18=21.5m^2$

### Pré dimensionnement des poteaux de type 01:

#### ➤ Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux $N_U$

##### a. Les efforts de compression due aux charges permanentes $N_G$ :

On calcule les efforts de compression agissant sur les poteaux dus aux charges permanentes

Plancher terrasse :  $G \times S = 6.64 \times 21.5 = 138.46KN$

Plancher étage courants :  $n \times G \times S = 10 \times 5.16 \times 21.5 = 1109.4 KN$

(n=10 le nombre de plancher d'étage)

- Poutre principale :  $G = 0.3 \times 0.45 \times 6.5 \times 25 \times 10 = 255.93KN$
- Poutre secondaire :  $G = 0.3 \times 0.4 \times 4.8 \times 25 \times 10 = 144 KN$

$N_G = 1,15(138.46+1109.4+255.93+144)= 1894.958 KN$

##### b. Les efforts de compression due charge d'exploitation:

Par application de la loi de dégression:  $Q=11.4 KN/m^2$

$$NQ = 1.15 \times 11.4 \times 21.5 = 281.865 \text{ KN}$$

D'où:  $Nu = 1.35NG + 1.5NQ = 1.35 \times 1894.958 + 1.5 \times 281.865 = 2980.99 \text{ KN}$

➤ critère de résistance :

On a  $Br \geq 2592 \text{ cm}^2$

On prend les sections suivantes pour les différentes .....

S-SOL et RDC et 1er étage :  $(45 \times 60) \text{ cm}^2$

2eme étage et 3eme étage et 4eme étage :  $(40 \times 55) \text{ cm}^2$

5eme étage et 6eme étage :  $(35 \times 50) \text{ cm}^2$

7eme étage et 8eme étage :  $(35 \times 45) \text{ cm}^2$

On adopte un poteau de dimensions  $(60 \times 45) \text{ cm}^2$

**Vérification des conditions du RPA 2024 :**

$\min(a,b)=45\text{cm}>30\text{cm}$ .....condition verifiée

$\min(a,b)=45\text{cm}>394/20=19.7\text{cm}$ ..... condition verifiée

$1/4<b/a=0.75<4$ .....condition vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

On a :

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

$l_f = 0,7 l_0$  avec :  $l_0 = 3,06 \Rightarrow l_f = 2,142\text{m}$

1) S-SOL et RDC et 1er étage :  $(45 \times 60) \text{ cm}^2$  :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:  $I = \frac{b a^3}{12} = 0.0081 \text{ m}^4$

$B = a \times b = 0,6 \times 0,45 = 0,27 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.0081}{0.27}} = 0,173\text{m}$$

$\lambda = \frac{2.142}{0.173} = 12.37$

$12.37 \leq 35$  ..... Condition vérifiée.

2) 2<sup>eme</sup> étage et 3<sup>eme</sup> étage et 4<sup>eme</sup> étage : (40 × 55) cm<sup>2</sup> :

$$i = \ominus \frac{\bar{I}}{B}$$

Avec:  $I = \frac{b a^3}{12} = 0.0055 \text{ m}^4$

$B = axb = 0,4 \times 0,55 = 0,22 \text{ m}^2$

$i = \ominus \frac{\sqrt{0.0055}}{0.22} = 0.158$

$\lambda = \frac{2.142}{0.158} = 13.55$

13.55 ≤ 35 ..... Condition vérifiée.

3) 5<sup>eme</sup> étage et 6<sup>eme</sup> étage : (35 × 50) cm<sup>2</sup> :

$$i = \ominus \frac{\bar{I}}{B}$$

Avec:  $I = \frac{b a^3}{12} = 0.0036 \text{ m}^4$

$B = axb = 0,4 \times 0,55 = 0,175 \text{ m}^2$

$i = \ominus \frac{\sqrt{0.0036}}{0.175} = 0.143$

$\lambda = \frac{2.142}{0.143} = 14.93$

14.93 ≤ 35 ..... Condition vérifié

4) 7<sup>eme</sup> étage et 8<sup>eme</sup> étage : (35× 45) cm<sup>2</sup> :

$$i = \ominus \frac{\bar{I}}{B}$$

Avec:  $I = \frac{b a^3}{12} = 0.0027 \text{ m}^4$

$B = axb = 0,35 \times 0,45 = 0,158 \text{ m}^2$

$i = \ominus \frac{\sqrt{0.0027}}{0.158} = 0.13$

$\lambda = \frac{2.142}{0.13} = 16.35$

16.35 ≤ 35 ..... Condition vérifiée.

Le tableau suivant résume les dimensions des poteaux prises en compte pour les différents étages de la construction :

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )
S-SOL	60x45
RDC	60x45
01	60x45
02	55x40
03	55x40
04	55x40
05	50x35
06	50x35
07	45x35
08	45x35

Tableau. II.4. Dimensions des poteaux prises en compte

### 38III.1. Introduction :

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Corps creux
- Nervures
- Dalle très mince

Il existe une très grande variété de corps creux, ils peuvent être soit en argile cuite, soit en béton (béton ordinaire ou béton léger).

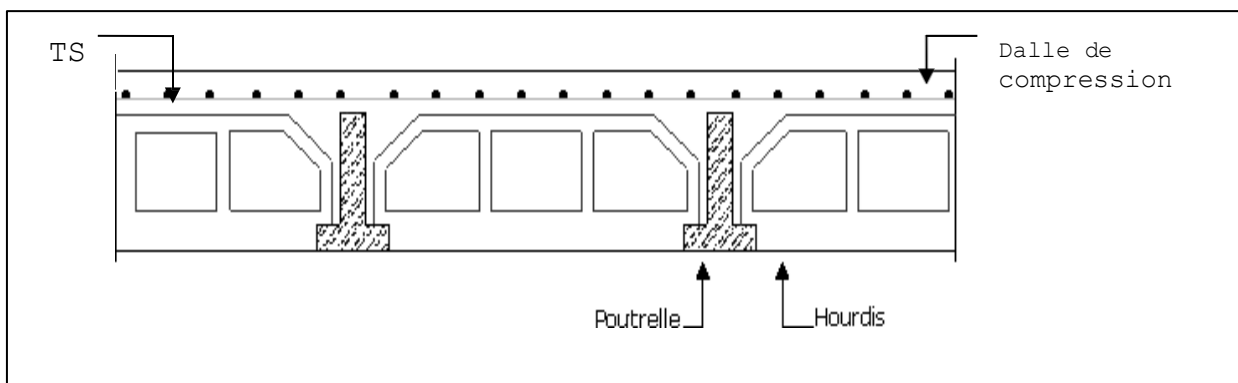


Fig. III.1. Coupe transversales d'un plancher à corps creux

### III.2. Détermination des dimensions des poutrelles :

On a un plancher d'épaisseur 20cm dont ; 4cm pour la dalle de compression et 16 cm pour le corps creux. La section transversale de la poutrelle est une section en (Té)

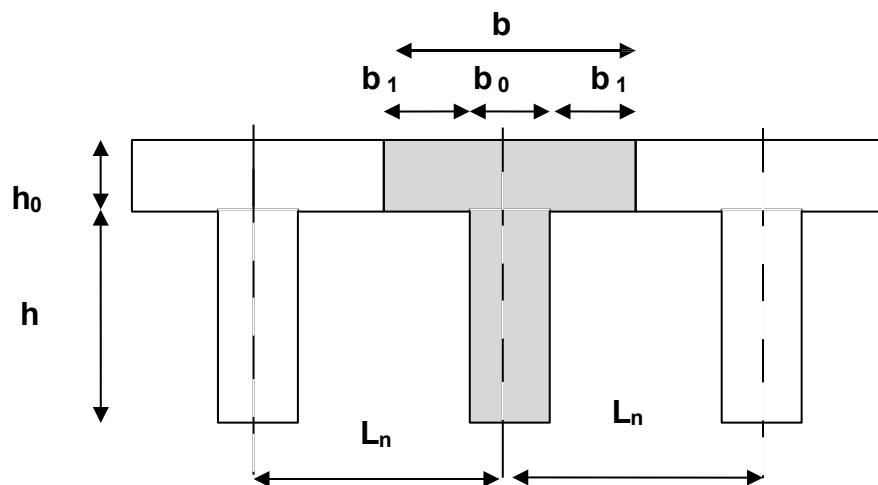


Fig. III.2. dimensions des poutrelles

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{array} \right.$$

D'après les règles B.A.E.L.91 la largeur des ailettes de la table de compression ( $b_1$ ) sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} * b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ * b_1 \leq \frac{L}{10} \\ * b_1 \leq (6;8)h_0 \\ * b = 2b_1 + b_0 \end{array} \right.$$

Avec :

$L_n$  : La distance entre axes des nervures et

$L$  : La portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$L_n = 60\text{cm}$  ; d'après les normes Algériennes

On prendra  $b_0 = 12\text{cm}$ .

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{410 - 30}{10} = 38\text{cm} \\ (6 ; 8)h_0 = (6 ; 8) \times 4 = (24 ; 32) = 28\text{cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 \leq \min (24 ; 38 ; 28) = 24\text{cm}$$

Donc :

$$b_1 = 24\text{cm et}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm.}$$

D'après les normes Algériennes, les dimensions du corps creux et la dalle de compression sont :

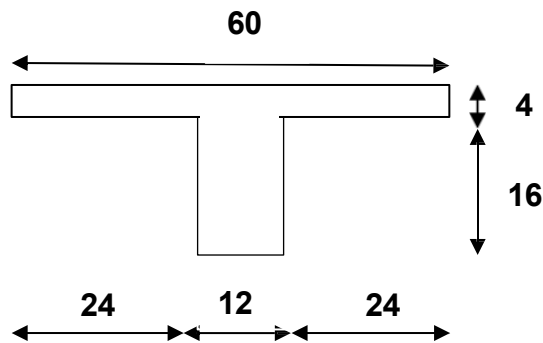


Fig. III.3.section d'une poutrelle

### III.3. Ferrailage de la table de compression :

D'après les règles B.A.E.L.91 : L'épaisseur minimale de la dalle de compression est

$$h_{0\min} = 4\text{cm}$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $A_{\perp}$
- ✓ 30cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Si :  $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- ✓ Si :  $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section :  $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

- $f_e$  : la limite d'élasticité du treillis soudé en [MPa]      A : en [ $\text{cm}^2/\text{ml}$ ]

a- Armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ) :

• Détermination des armatures:

On a:  $50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f}$  ;

On prendra  $\phi_6 \Rightarrow f_e = \boxed{500 \text{ MPA}}$

Donc:  $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{\boxed{500}} = \boxed{0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

• Choix des armatures:

5T5/ml  $\longrightarrow A = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T5  $\longrightarrow e = 20\text{cm}$ ).

b. Armatures parallèles aux nervures ( $A_{//}$ ) :

• Détermination des armatures:

On a:  $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• Choix des armatures:

5T5/ml  $\longrightarrow A = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T5  $\longrightarrow e = 20\text{cm}$ ).

**Choix :** on adoptera un TS  $\phi 5$  de mailles  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ .

### III.4. Etude des poutrelles :

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales) surmenées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : **(B A E L 91/B.6.2 ,20)**

• Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ; **(B A E L 91/B.6.2 ,21)**

• Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; **(B A E L 91/B.6.2 ,22)**

**Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

Un plancher est dit a charge d'exploitation modéré si :

- 1) La surcharge d'exploitation  $P \leq (2G; 500 \text{ daN/m}^2)$  ;
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 et
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

- **Principe de la méthode :**

Soit  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante

De même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{P}{G+P}$$

- $\alpha$ : Coefficient ;
- P : La surcharge d'exploitation non pondérée et
- G : La charge permanente non pondérée.

- **Moment en travée :**

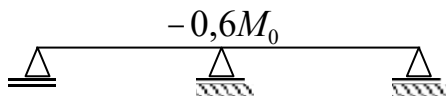
$$M_t + \frac{M_g \pm M_d}{2} \geq [\max((1 + 0,3\alpha); 1,05)] M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left( \frac{1,2 \pm 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \longrightarrow \text{ Dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \longrightarrow \text{ Dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

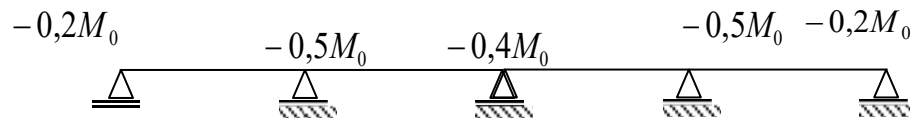
- $M_g$  : Le moment en appuis de gauche et
- $M_d$  : Le moment en appuis de droite.

- **Moment en appuis :**

$$* M_a \leq -0,6M_0 \quad \text{Cas d'une poutre à deux travées ;}$$



\*  $M_a \leq -0,50M_0$  Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées ;



\*  $M_a \leq -0,40M_0$  Pour les autres appuis intermédiaires.

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

**Remarque :** dans notre cas la méthode de forfaitaire est vérifiée

### III.6. Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :

Plancher terrasse :

➤ Charge permanentes :

$$G=6,44 \times 0,60=3,86 \text{ kN/ml.}$$

➤ Surcharges d'exploitation :

$$Q=1 \times 0,60=0,60 \text{ kN/ml.}$$

Plancher courant :

➤ Charge permanente :

$$G=5,16 \times 0,65=3,35 \text{ kN/ml.}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \times 0,60=0,90 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison des charges :

➤ Plancher terrasse :

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,11 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4,46 \text{ kN/ml.}$$

➤ Plancher courant :

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=5,54 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4 \text{ kN/ml.}$$

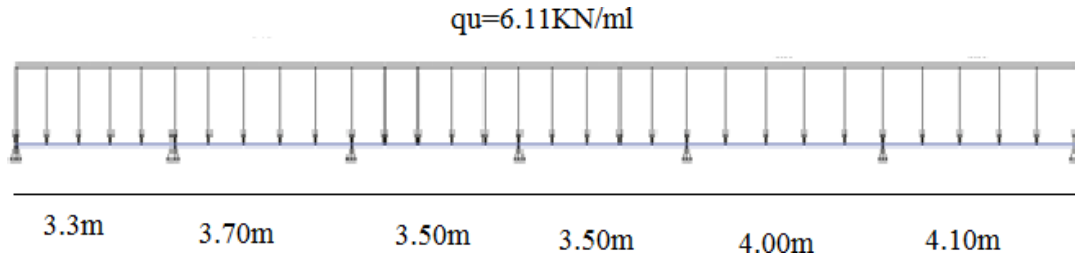
### Conclusion :

Le plancher Terrasse est le plus sollicité.

➤ **Calcul des efforts internes :**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

(3.30m/3.70m/3.50m/3.50m/4.10m/4.00m).



**Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :**

- $P = 150 \text{ daN/m}^2 \leq (2 \times 520; 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \text{ daN/m}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.
  - Le moment d’inertie est constant dans les différentes travées  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.
  - Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25
- $$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,30}{3,70} = 0,89 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$
- $$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,70}{3,50} = 1,05 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$
- $$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{3,50} = 1 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$
- $$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{4,00} = 0,88 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$
- $$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,00}{4,10} = 0,98 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**Les moments isostatiques :**

$$\alpha = \frac{P}{G+P} \iff \frac{1,5}{5,16+1,5} = 0,225$$

$$0 \leq \alpha = 0,225 \leq \frac{2}{3}$$

\*Calculer le moment isostatique :

$$M_0 = q_u \cdot L / 8$$

Résume les résultats dans le tableau suivant :

Traveé	AB	BC	CD	DE	EF	FG
L(m)	3,30	3,50	3,50	3,70	4,00	4,10
qu(KN/m)	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11	6,11
qs(KN/m)	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46
M0u(KN.m)	8,32	9,36	9,36	10,46	12,22	12,84
M0s(KN.m)	6,07	6,83	6,83	7,63	8,92	9,37

\* Calculer le moment sur appuie :

Selon les conditions suivantes :

$$M_A = 0.2 M_0$$

$$M_B = 0.5 M_0$$

$$M_C = 0.4 M_0$$

$$M_D = 0.4 M_0$$

$$M_E = 0.4 M_0$$

$$M_F = 0.5 M_0$$

$$M_G = 0.2 M_0$$

Résume les résultats dans le tableau suivant :

	A	B	C	D	E	F	G
Ma(ELU) Appuie KN.m	1,66	4,68	3,74	4,18	4,89	6,42	2,57
Ma(ELS) Appuie KN.m	1,21	3,41	2,73	3,05	3,57	4,69	1,87

\* Calculer le moment sur appuie :

Exposé de la méthode :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \left\{ \frac{(1 + 0,3\alpha) M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \right.$$

$$\left. \frac{(1,2 + 0,3\alpha) M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \right.$$

Avec :

M<sub>0</sub> : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M<sub>w</sub> ; M<sub>e</sub>) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M<sub>t</sub> : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Résume les résultats dans le tableau suivant :

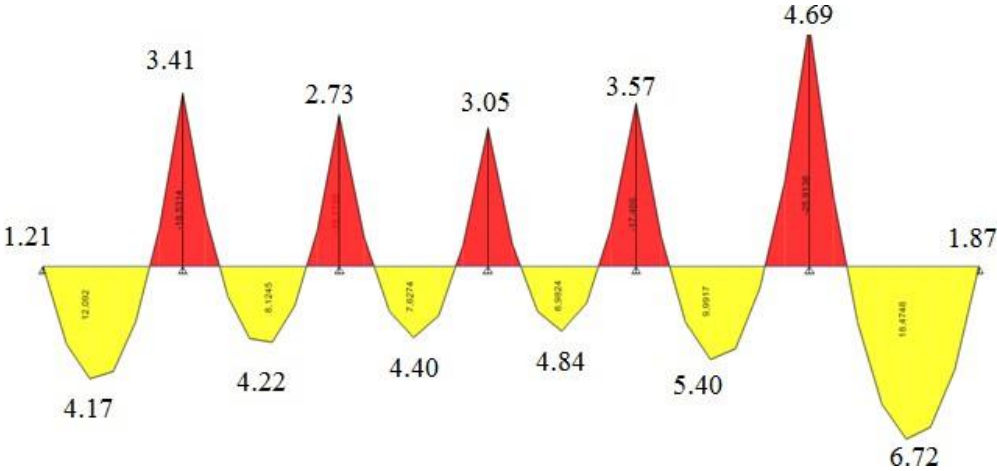
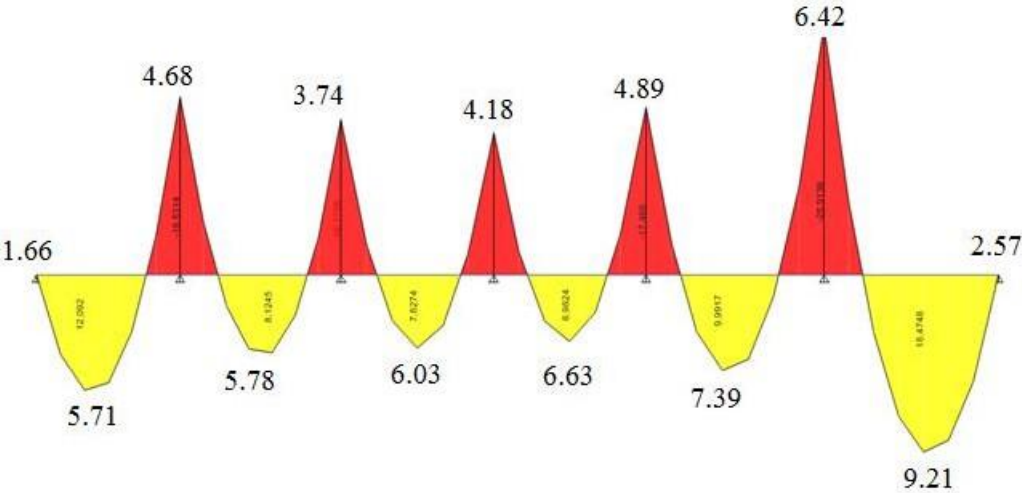
ELU :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
L(m)	3,30	3,50	3,50	3,70	4,00	4,10
M0u(KN.m)	8,32	9,36	9,36	10,46	12,22	12,84
$\alpha$	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225
1,05*M0	8,73	9,82	9,82	10,98	12,83	13,48
(1+0,3 $\alpha$ )M0	8,88	9,99	9,99	11,16	13,04	13,71
max	8,88	9,99	9,99	11,16	13,04	13,71
Mw	1,66	4,68	3,74	4,18	4,89	6,42
Me	4,68	3,74	4,18	4,89	6,42	2,57
Mt (KN.m)	5,71	5,78	6,03	6,63	7,39	9,21
Mt rive	4,52	-	-	-	-	6,98
Mt inter	-	4,99	4,99	5,58	6,52	-
Mt choixe	5,71	5,78	6,03	6,63	7,39	9,21

ELS :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
L(m)	3,30	3,50	3,50	3,70	4,00	4,10
M0s(KN.m)	6,07	6,83	6,83	7,63	8,92	9,37
$\alpha$	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225
1,05*M0	6,37	7,17	7,17	8,01	9,37	9,84
(1+0,3 $\alpha$ )M0	6,48	7,29	7,29	8,15	9,52	10,00
max	6,48	7,29	7,29	8,15	9,52	10,00
Mw	1,21	3,41	2,73	3,05	3,57	4,69
Me	3,41	2,73	3,05	3,57	4,69	1,87
Mt (KN.m)	4,17	4,22	4,40	4,84	5,40	6,72
Mt rive	3,30	-	-	-	-	5,10
Mt inter	-	3,65	3,65	4,07	4,76	-
Mt choixe	4,17	4,22	4,40	4,84	5,40	6,72

Diagrammes des moments fléchissant ET Diagrammes des efforts tranchants : ELU ELS :



➤ **Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{max}=9.21 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{max}=6.42 \text{ kNm}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{max}=6.72 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max}=4.69 \text{ kNm}$$

➤ **Ferrailage en travée :**

$$h=20 \text{ cm} ; h_0=4 \text{ cm} ; b=60 \text{ cm} ; b_0=12 \text{ cm} ; d=0,9h=18 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=14.17 \text{ MPa} ; f_e=500 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28}=25 \text{ MPa} ; f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 54.414 \text{ Nm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.III.12** : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9.21	0,03	Oui	0	0,04	17.38	Oui	10‰	435	1.22

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,04 \text{ cm}^2 ; 1.22 \text{ cm}^2 \} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ( $A_s=3,39 \text{ cm}^2$ )

➤ **Ferraillage sur appuis :**

**On a:**  $M_{au}^{max} < M_{tab}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

**Tableau.III.13 :** Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{Ua}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
6.42	0,02	Oui	0	0,02	17,18	oui	10‰	435	0.85

**Choix :** 2T12 ( $A_s=2.26 \text{ cm}^2$ )

➤ **Vérifications :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{max}=12.38 \text{ kN}$ .

On doit vérifier que :  $\leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0, 2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d_u} = 0.62 < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

➤ **Vérification des contraintes du béton :** Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 0, 6 f_{c28} = 15MPa$

- Détermination de l'axe neutre

**On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :**

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

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$  (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$  (appuis) ;  $c=c'=2\text{cm}$

$y$  : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.14: Vérification de la contrainte de béton.

TRAVEE :

$M_{tser}^{max}=6.72 \text{ kNm}$

AS cm <sup>2</sup>	3,39	ax <sup>2</sup>	bx	c
AS' cm <sup>2</sup>	1,13	30	67,8	-2847,6
b cm	60	DALLTA	588,48	
h cm	20	X	8,68	
d cm	54	I	117642,12	
c' cm	6	si bc	0,50	vérifier
Mser KN.m	6,72	si s	38,8335192	vérifier

$M_{aser}^{max}=4.69 \text{ kNm}$

AS cm <sup>2</sup>	2,26	ax <sup>2</sup>	bx	c
AS' cm <sup>2</sup>	1,13	30	50,85	-1932,3
b cm	60	DALLTA	484,21	
h cm	20	X	7,22	
d cm	54	I	81738,25	
c' cm	6	si bc	0,41	vérifier
Mser KN.m	4,69	si s	40,260005	vérifier

✓ Vérification de la flèche :

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $= f_v - f_i \leq f$ .

Tel que :  $f = 0,5 + \frac{L}{1000}$  Si  $L \geq 5,00 \text{ m}$

$f = \frac{L}{500}$  Si  $L < 5,00 \text{ m}$

Donc :  $f = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre " $y_1$ " :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs <sup>[3]</sup> :

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,1t_{28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,1t_{28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$\delta = -$  : Pourcentage des armatures.  
 $b_0 d$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.15 : Calcul de la flèche.

(mm)	L	4100	$\sigma_s$	110,127827		
(mm)	h	200	$\delta$	0,00313889		
(mm)	b	600	$\mu$	- 0,05521092		
(mm)	d	180	$\gamma_i$	6,69026549		
(mm)	d'	20	$\gamma_v$	2,67610619		
(mm)	As	339	I0	454252800		
(mm)	A's	113	I <i>f</i> <sub>i</sub>	792354624		
(mm)	f <sub>t28</sub>	2,1	I <i>f</i> <sub>v</sub>	533004341		
(mm)	E <sub>i</sub>	32164,1951	F <sub>i</sub>	0,44324587	F <sub>v</sub>	1,97676393
(mm)	E <sub>v</sub>	10721,3984		$\Delta f$	1,53351805	(mm)
( N.mm)	M <sub>sr</sub>	6,72	6720000	$f'$	10,6	(mm)
					c .v =	vérifie

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,44\text{mm} \quad (L = 4.10\text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 1.97\text{mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1,53\text{mm} < f = 10.60\text{mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales et l'espace

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance ( $f_e=235\text{MPa}$ )

Selon le "BAEL 91 modifié 99" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- RPA 99 version 2003 : A 7.5.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\varphi_l$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \text{Min} (0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte :  $\varphi_t = 6\text{mm}$

Donc :

- Selon le «BAEL 91 modifié 99» :  $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.038\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17.01\text{cm} \end{array} \right.$
- $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.033\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036\text{cm} \end{array} \right.$

- Selon le «RPA 2024 Version 2003» :  $\bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$
- $\left\{ \bullet S_t \leq 10,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \right.$

• Choix des armatures :

On adopte :  $A_t = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc:  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

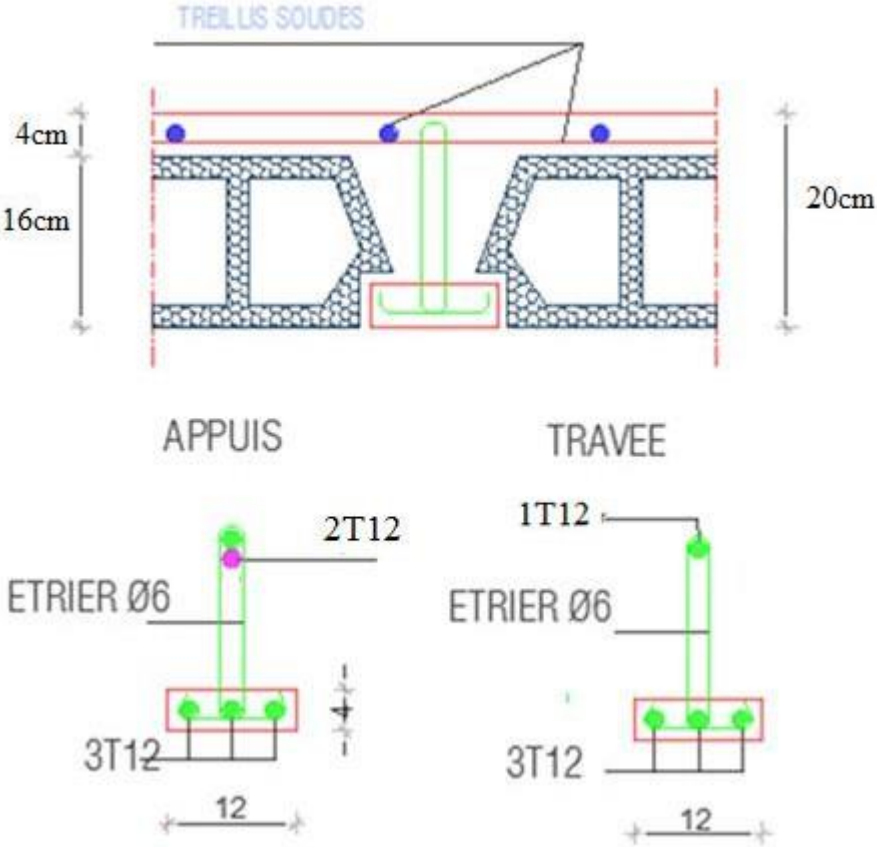


Figure. III.11: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

**IV.1. Introduction :**

Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires tel que : des dalles, des escaliers et de l'acrotère.

**IV.2. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

**IV.2.1. Evaluation des charges :**

- **Charges permanentes :** Le poids total de l'acrotère **G=2,29 kN/m**
- **Charge d'exploitation :** La charge d'exploitation de la main courante : **Q=1,0kN/m**
- **L'action des forces horizontales  $Q_h$  ;( $F_p$ ) :**D'après **RPA2024**, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3.h_z}{H}).W_p | \dots\dots\dots (6.2.3) [3]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2)) A=0,25
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10)) I=1
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4)) S=1,3
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1)) Cp=0.8
- Wp : Poids de l'élément considéré Wp=2,29 KN
- H : Hauteur totale du bâtiment a partir de la base H= 34,56 m
- hz : Hauteur, du niveau "k", a partir de la base hz=0,6 m

$F_p = 0.23 KN$

$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$

$F_p = 0.23kN \quad \} \Rightarrow Q_h = 1,50kN$   
 $1.5Q = 1,50kN$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G=2,29 kN/ml** et **Q<sub>h</sub>=1,00 KN/ml**

**IV.2.2 Ferrailage de l'acrotère :**

h=10cm; b=100cm ; $f_{c28}=25MPa$  ; $\sigma_{bc}=14.17MPa$  ; c=c'=2 cm ; $f_e=500MPa$

$M_u =0.9 kN.m$  ;  $N_u = 3,09 KN$

a) Armatures principales :

1. Calcul du moment fictif  $M_f$ :

$$M_f = M_u + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \frac{N_u}{2} = 0.9 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2\right) \times 10^{-2} = 0.99 kN.m$$

2. Calcul des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,023 cm^2$$

$$A_s = 0,324 cm^2 \quad A_s' = 0 cm^2$$

3. Vérification de la section d'acier selon *BAEL 91 modifié 99* :

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_{min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{min} = \{1 cm^2; 0,88 cm^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement :  $= \frac{100}{5} = 20 cm$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq 2h ; 25 \} \rightarrow 20 \leq 20 ; 25 \} \Rightarrow Ok$$

a) Armatures de répartitions :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,425 cm^2$$

On a choisi **4T8** avec un espacement  $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 cm$ , On prend  $S = 18 cm$

IV.2.3. Vérification à l'E.L.S :

Tableau IV.1 : Les vérifications de l'ELS

Contrainte du béton :		Contrainte de l'acier :		
$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}'$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
0,52MPa	15MPa	5,34MPa	1,07MPa	250MPa
OK		OK		

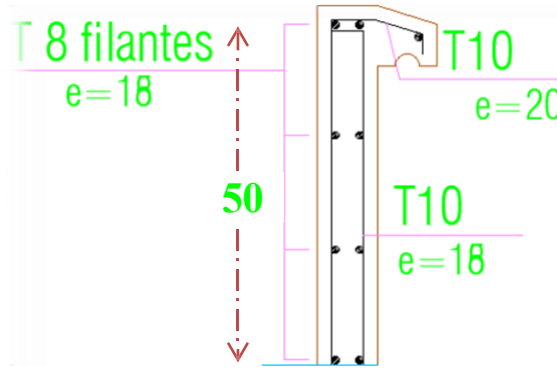


Figure IV.1 : Ferrailage de l'acrotère.

### IV.3. L'escalier :

#### IV.3.1. Introduction :

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont calculés en flexion simple.

#### IV.3.2. Hypothèses de calcul :

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

#### IV.3.3. Les types des escaliers :

On a les mêmes types des escaliers (escalier à trois volées et deux palier intermédiaires) donc on a calculé un seul escalier

#### IV.3.4. Calcul de ferrailage :

##### a) Volée01 :

##### b) L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = 1,40 + \sqrt{1,53^2 + 2,10^2} = 3,9m$$

On prend donc l'épaisseur  $e=20$  cm

Angle d'inclinaison de la paillasse :  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,10} = 0,72 \Rightarrow \alpha = 35,75^\circ$

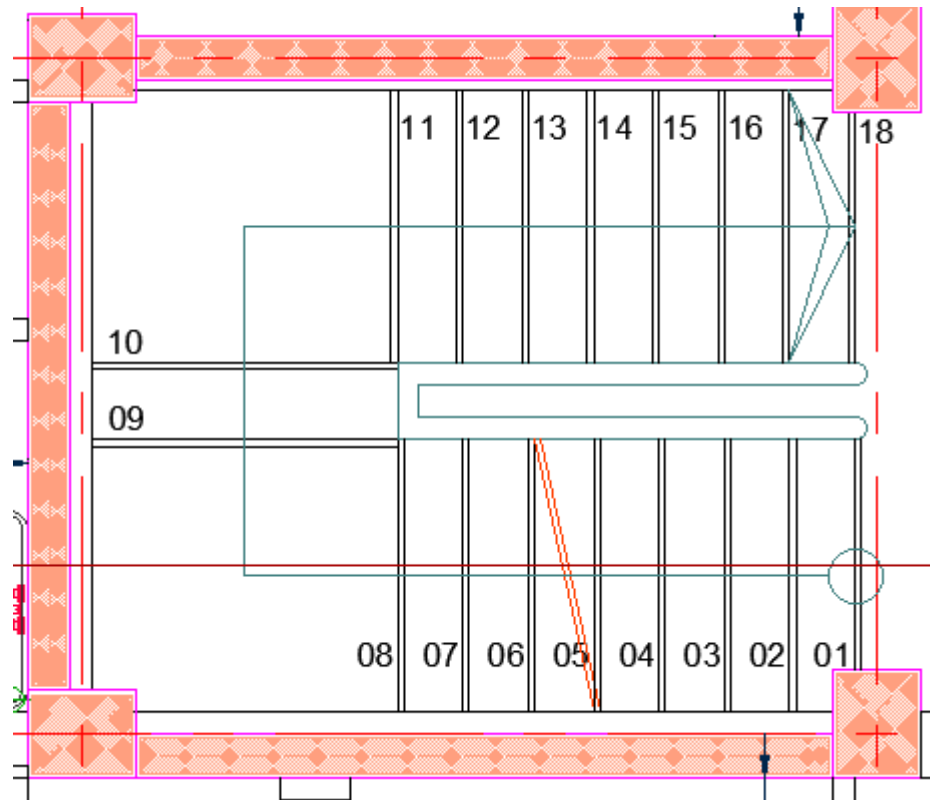
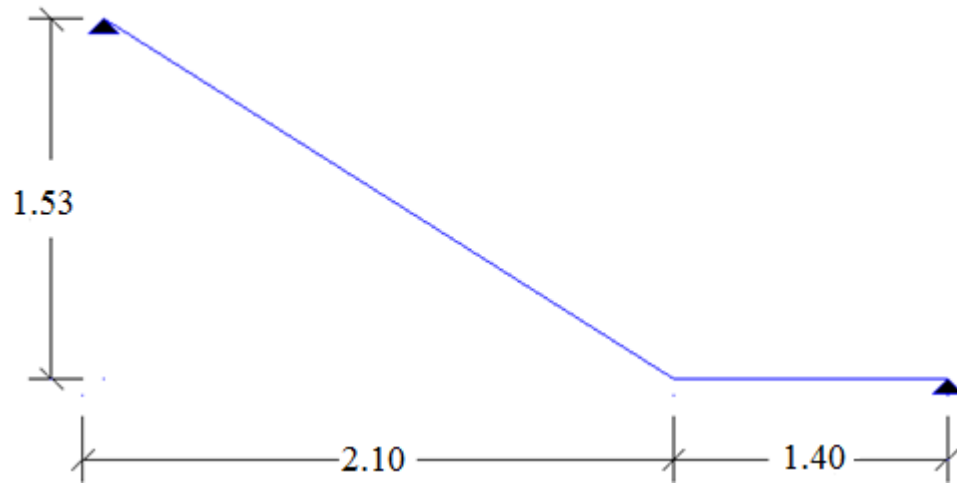


Figure IV.2: Schéma statique de volée.

Le nombre de marche :  $n - 1 = 8$

Le nombre de contre marche :  $n = 9$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm} .$$

$g = 30 \text{ cm}$

• Vérification de l'équation de < BLONDEL >

$$\begin{array}{l}
 59 < (g + 2h) < 66 \text{ cm} \\
 16 < h < 18 \text{ cm} \\
 22 < g < 33 \text{ cm}
 \end{array}
 \quad \Rightarrow \quad
 \begin{array}{l}
 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\
 h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\
 g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}
 \end{array}$$

**N.B :** Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

➤ Evaluation des charges :

Tableau IV.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier

Le paillasse (Q1)				Le palier (Q2)			
G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	q (KN/ml)		G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
9.28	2,5	16,27	11,78	6,7	2,5	12,79	9,2

L1=1,30 m (paillasse) L2=2.60m

Calcul de Ferrailage :

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=20 cm  
 $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2 \text{ cm}$  ;  $f_e=500\text{MPa}$

Tableau IV.3 : Calcul des armatures.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}/ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ /ml (cm <sup>2</sup> )
Appui	20,96	0,037	Oui	0	0,047	175,3	2,82	4T10	3,14
Travée	35,63	0,064	Oui	0	0,082	172	4,75	5T12	5.65

Espacement :

- En travée :  $\leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$                       On prend : esp=15 cm.
- Sur appui :  $\leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$                       On prend : esp=15 cm.

Armature de répartition :

En travée :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 1,54\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3,08\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01m<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25 cm

Sur appui :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 0,785\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,57\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm

**Vérification du Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98\text{cm}^2$$

➤ **En travée :** = 6,79cm<sup>2</sup> > A<sup>min</sup><sub>s</sub>=1,98cm<sup>2</sup>.

➤ **Sur appui :** = 4,52cm<sup>2</sup> > A<sup>min</sup><sub>s</sub>=1,98cm<sup>2</sup>.

**Vérification de l’Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots (A.5.2.2) [1]$

$$\bar{\tau} = (0,2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) = 4\text{MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

**Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,185 < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification à l’ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n’est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Avec : n=15 ; c’=2cm ; d=18 cm ; b=100cm ; A’<sub>s</sub>=0

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MP}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.4 :** Vérification de compression du béton.

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
<b>Appui</b>	15,04	3,14	4,90	Vérifiée
<b>Travée</b>	25,75	5.65	6,39	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV.5: Vérification de la flèche de l'escalier.

$M_{ser}(KNm)$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $cm^4$ )	$I_{fi}$ ( $cm^4$ )	$I_{fv}$ ( $cm^4$ )
25,75	5.57	0,0034	241,17	7,05	2,82	0,25	72580,28	28900,73	42569,06

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 6,86mm \\ f_v = 13,95mm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 7mm$$

$$\bar{f} = 9.04mm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 7mm < \bar{f} = 9.04cm \dots\dots\dots C. Vérifiée$$

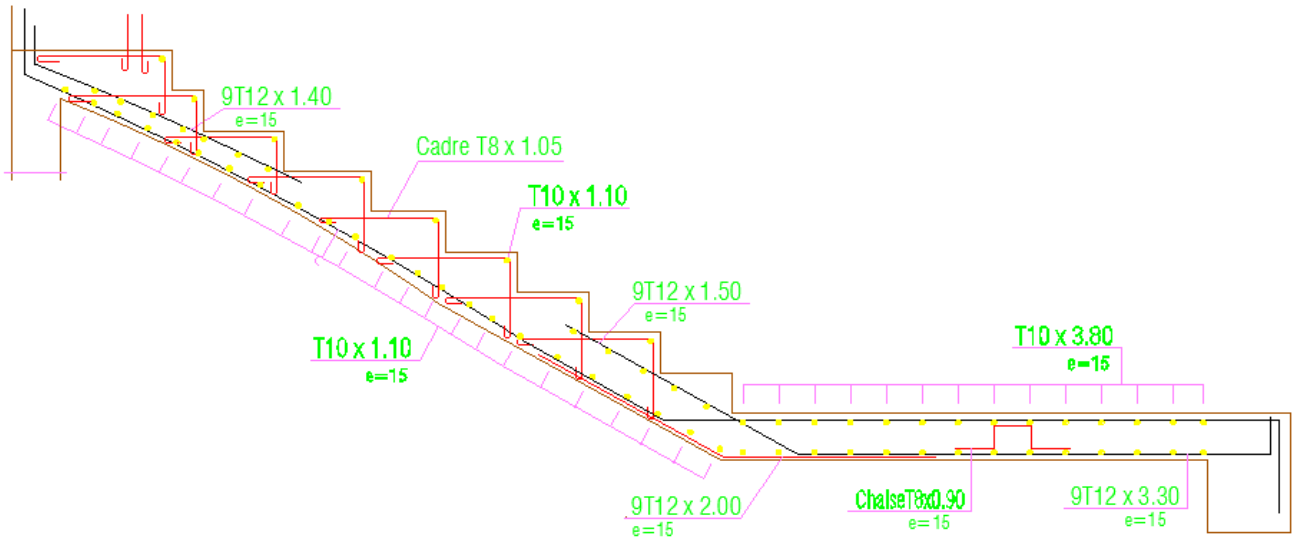


Figure IV.3: Schéma de ferrailage de l'escalier

IV.4 Dalle Pleine :

Dans notre structure, on a cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

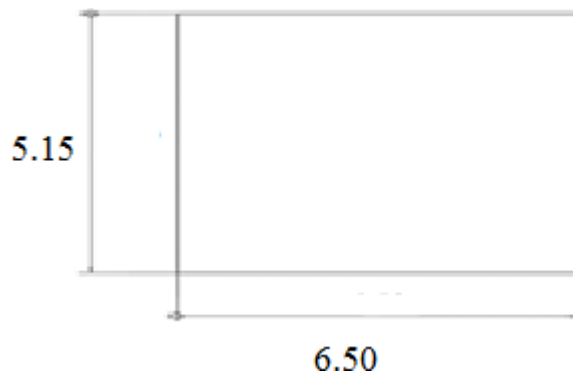


Figure IV.4 : Dimensions d'une dalle

IV.4.1 Evaluation des charges :

Tableau IV.6 : Calcul des sollicitations de dalle pleine.

Les charges (KN /m <sup>2</sup> )		qu (KN/m <sup>2</sup> )	
		Combinaison	
G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
5,15	5	14,45	10,15

$\alpha=Lx/Ly =0,97$

ELU :

$\mu_x = 0,0384$

$\mu_y = 0,9545$

ELU :

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 24.02 kNm$

$M_y = \mu_y M_x = 22.93 kNm.$

$M_{tx}=0,85M_x =20.41 KN.m$

$M_{ty}=0,85M_y =19,49 KN.m$

$Ma=0,5M_x = 12,01 KN.m$

ELS :

$\mu_x = 0,0457$

$\mu_y = 0,9694$

ELS

$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 20.08 kNm$

$M_y = \mu_y M_x = 19.46 kNm$

$M_{tx}=0,85M_x =17.06 KN.m$

$M_{ty}=0,85M_y =16.54 KN.m$

$Ma=0,5M_x = 10.04 KN.m$

IV.4.2 Ferrailage de la dalle :

$b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; f_c=500MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_s=434,78MPa ; \bar{\sigma}_{bc} = 17 MPa$

Tableau IV.7 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	20.41	2.74	5T12	5.65	20
	y-y	19,49	2.61	5T12	5.65	20
Appuis	x-x	12,01	1.60	5T12	5.65	20
	y-y					

## a) Espacement :

Tableau IV.8 : vérification des espacements.

	Travée	Appui
x-x	$20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$	$20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
y-y	$20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$	$20\text{cm} < \text{Min}(3h; 45\text{cm}) = 33\text{cm}$

## IV.4.3 Vérification à l'ELS :

## a) Vérification des contraintes :

## 1. Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Tableau III.10: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	17.06	5.65	4.57	Vérifié
	y-y	16.54	5.65	4.30	
Appuis	x-x	10.04	5.65	2.70	Vérifié
	y-y				

## 2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Calcul de la flèche.

$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$
17.06	5,65	194,4	5,78	2,31	0,25

Donc :

$$f_i = 6,62\text{mm}$$

$$f_v = 13,93\text{mm}$$

Flèche totale :  $= f_v - f_i \leq f$ .

$$f = \frac{658}{1000} + 0.5 = 1,15\text{cm}$$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,73\text{cm} \leq f = 1.15\text{ cm} \dots\dots\dots$  vérifiée

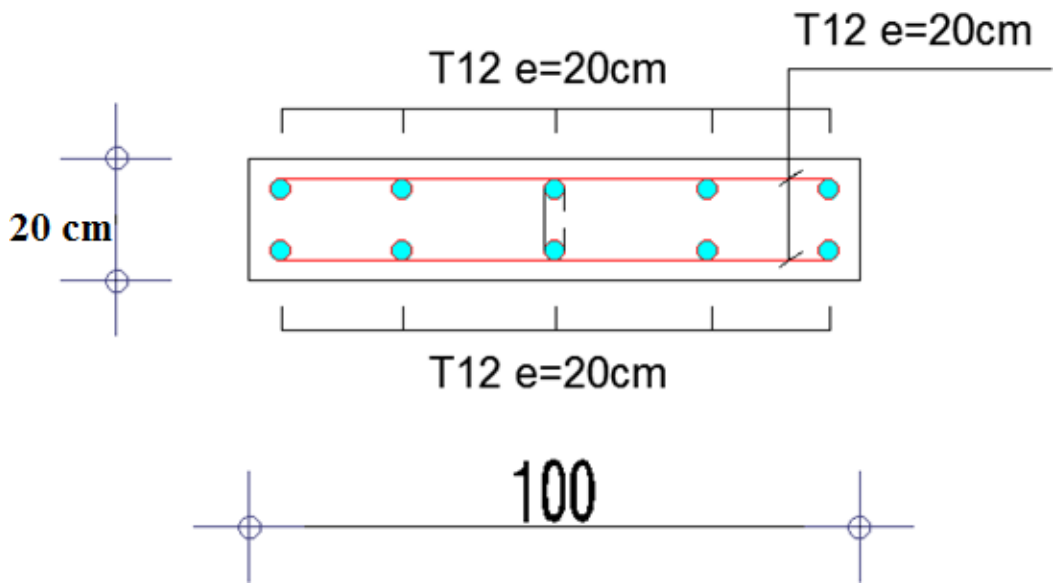


Figure III.5 : Ferrailage de la dalle pleine.

**V.1. Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA2024.

**V.2. Etude dynamique en zone sismique :****V.2.1. Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

**V.2.2. Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

**V.2.3. Caractéristique dynamiques propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :  $[M]\ddot{\{x\}} + [K]\{x\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\ddot{\{x\}} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A<sub>i</sub>". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ<sub>ω</sub> est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω<sup>2</sup>).

Les (n) solutions (ω<sub>1</sub><sup>2</sup>; ω<sub>2</sub><sup>2</sup>; ..... ; ω<sub>n</sub><sup>2</sup>) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 \square \omega_2 \square \dots \square \omega_n$ )

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modale Shape).

### V.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque années et qui est à notre porté : il s'agit du ETABS (version 16.2.1)

#### V.3.1. Présentation du programme ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments.) ,Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

#### V.3.2. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.
- A tout les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

### V.3.3. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

### V.3.4. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA2024 avec  $(\beta=0,3)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

### V.3.5. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

## V.4. Etude sismique :

### V.4.1. Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les

règles parasismiques Algériennes (RPA2024) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

### 1. La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

#### • Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I, II et III à 32m en zones IV V VI

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

#### Zone V :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 11m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone V de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

### 2. La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

#### • Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

### 3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogramme, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

#### V.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA2024).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 17 m en zone VI, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

#### V.4.3. Analyse spectrale :

##### V.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

##### V.4.3.2. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

**A** : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de non effondrement  $T_r=475$  ans.

Pour notre cas :

• L'ouvrage est classé de (Zone V). Donc : **A= 0,25**

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense).

**T1** : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante  $T_1=0.15$  s

• **T2** : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;  $T_2=0.6$  s

• **T3** : valeur définissant le début de la branche a déplacement spectral constant ;  $T_3=2$  s

• **I** : coefficient d'importance ;  $I=1$

• **S** : coefficient de site ;  $S=1,3$

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

**R=4,5** (4.b Système a contreventement mixte, équivalent a des voiles).

**Qf** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

- La régularité en plan et en élévation..

La valeur de Q déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau (RPA2024).

Tableau V.1: Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.05	Oui	0.05
Conditions minimales sur le nombre étagé	Oui	0.00	Oui	0.00
Conditions minimales sur les travées	Oui	0.00	Oui	0.00

$Q//xx=1+(0.05+0+0+0)=1.1$

$Q//yy=1+(0.05+0+0+0)=1.1$

Représentation graphique du spectre de réponse :

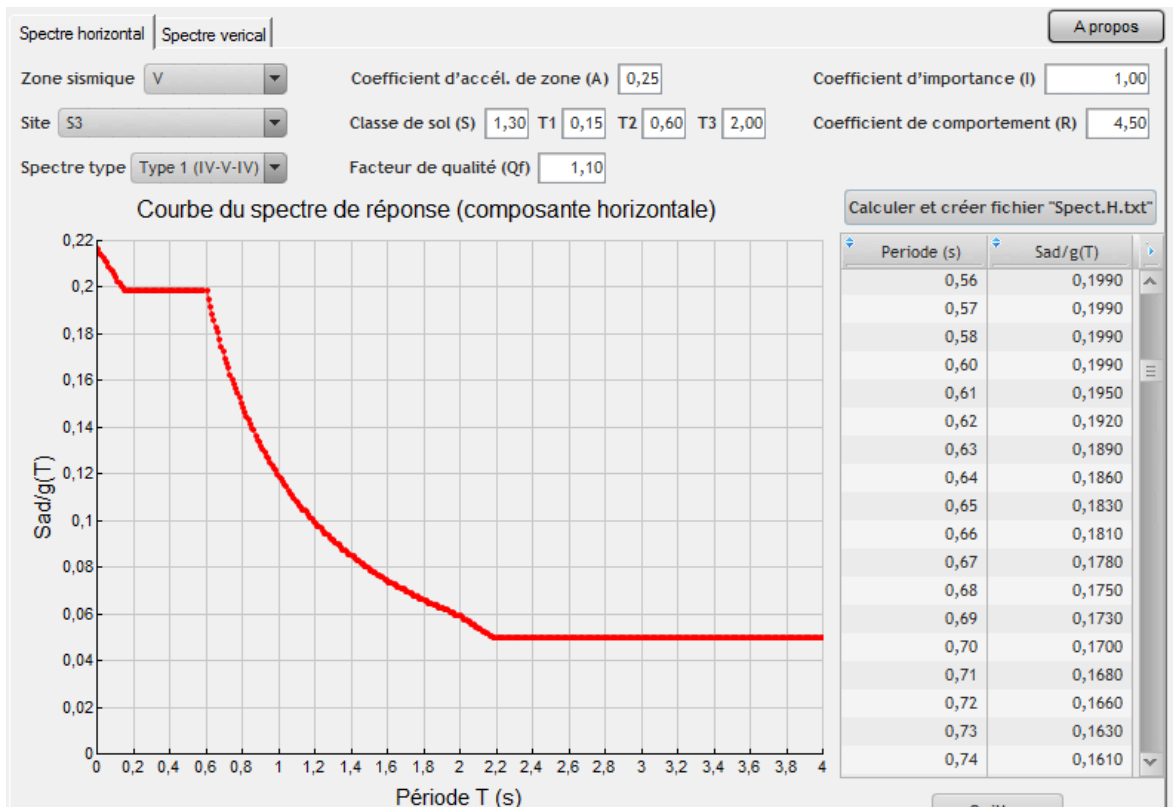


Figure V.1 : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments ...) dont le rapport est de :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}$ : Ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_0$  ;

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la Direction considérée.

$W$  : Poids total de la structure.

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA2024** sont :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

$$C_T = 0,05$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 27.54 \text{ m}$$

$$\rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (27.54)^{3/4} = 0,60 \text{ sec,}$$

$$T_0 = 0.60 \text{ s Alors } \Rightarrow \frac{S_{ad}}{g} = 0,199$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 : \text{si } T_0 \leq (2,7 \frac{h}{v}) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

$$T_0 = 0,60 \text{ s} < 2T_2 = 2 * 0,6 = 1,2 \text{ s} \quad \lambda = 0,85$$

Donc :

$$V_x = V_y = 0,85 * 0,199 * W = 0,169W$$

## V.5 Résultats de l'analyse sismique :

### 1-Modèle initial :

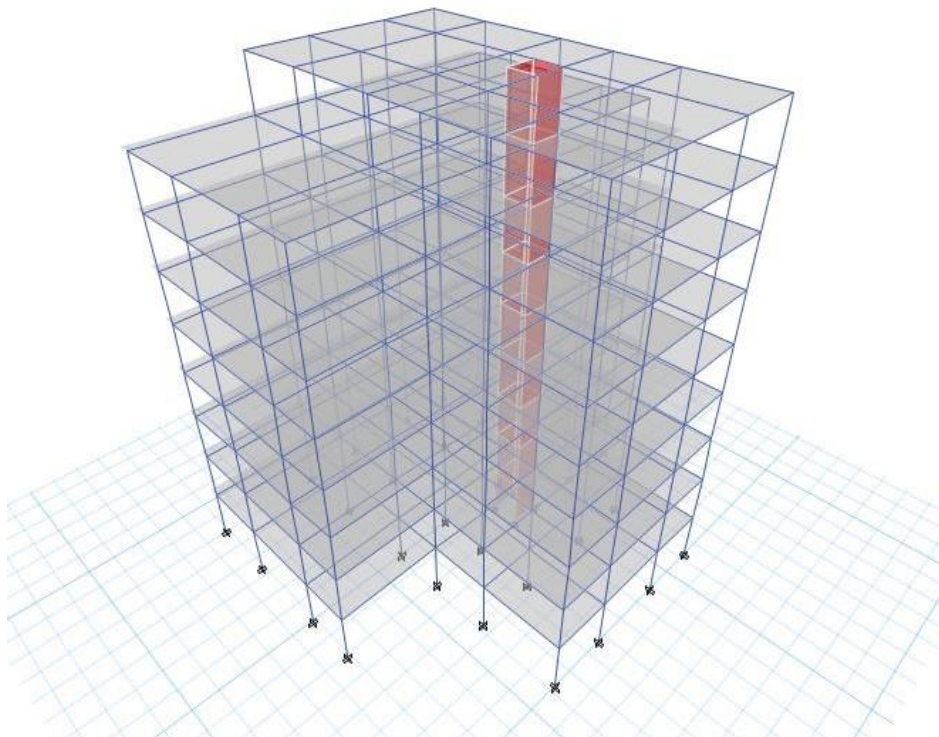


Figure V.2 : Vue en 3D du modèle initial

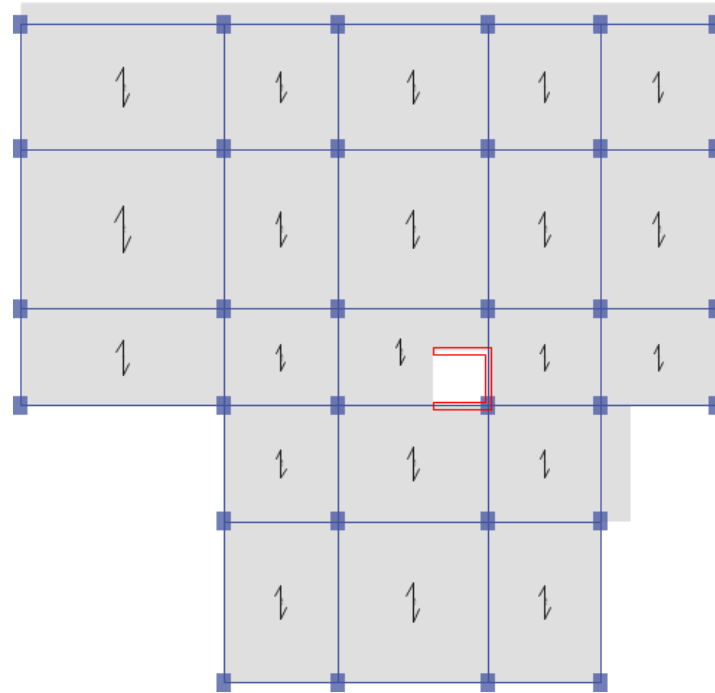


Figure V.3 : Vue en 2D du modèle initial

Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau V.2 : Participation massique du modèle initial.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	<b>0,967</b>	0,0163	<b>0,4771</b>	0,0163	0,4771
2	0,895	<b>0,6961</b>	0,0434	0,7124	0,5204
3	0,836	<b>0,0374</b>	<b>0,2185</b>	0,7498	0,7389
4	0,322	0,0092	0,0409	0,7589	0,7799
5	0,288	0,1114	0,0097	0,8703	0,7896
6	0,263	0,0014	0,0831	0,8717	0,8726
7	0,185	0,0033	0,0112	0,875	0,8838
8	0,149	0,0486	0,0019	0,9236	0,8857
9	0,134	3,848E-05	0,0401	<b>0,9236</b>	<b>0,9258</b>
10	0,131	0,0015	0,0061	0,9251	0,9319
11	0,099	0,0026	0,0025	0,9277	0,9345
12	0,093	0,0275	0,0012	0,9552	0,9357

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,967$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation.

Dans le contexte de 1<sup>er</sup> mode de translation <50% qui nécessite l'ajoute de voiles pour ajuster la participation de la structure.

Les voiles ajoutés peuvent aider la contrôler la rotation et la distribution des force dans la structure.

1-Modèle 1 :

- Disposition des voiles :

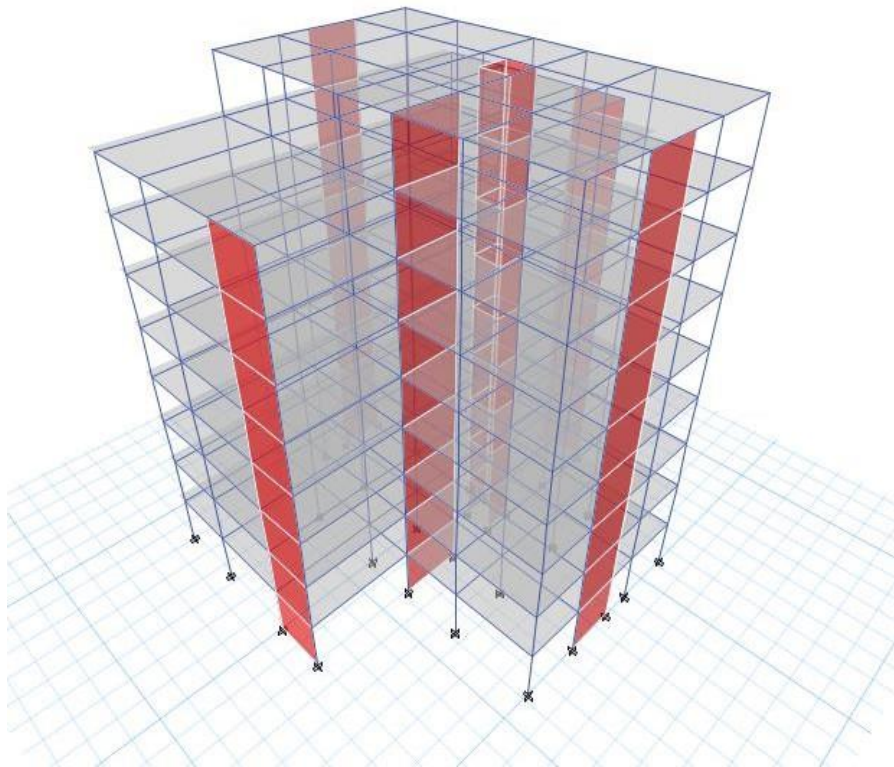


Figure V.4 : Vue en 3D du modèle 1.

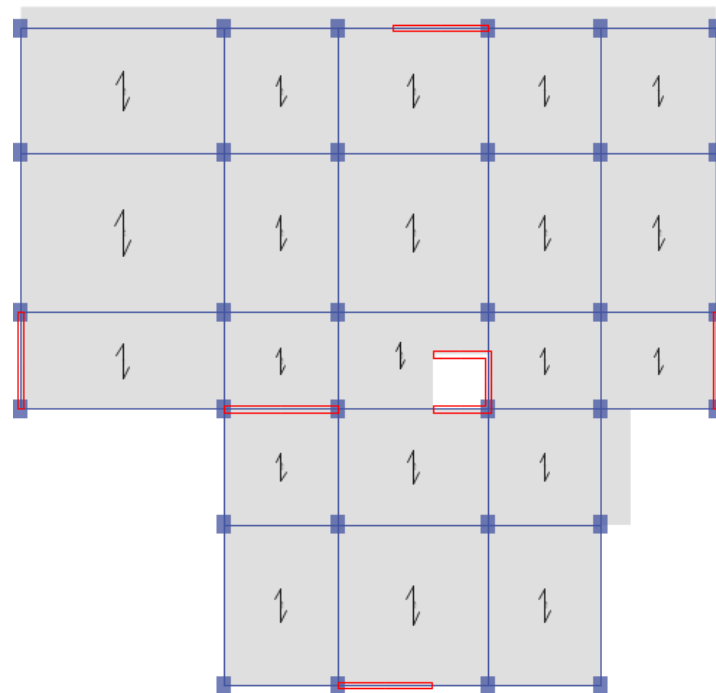


Figure V.5 : Vue en 2D du modèle 1.

## a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau V.3 : Participation massique du modèle 1.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	<b>0,766</b>	0,0001	<b>0,686</b>	0,0001	0,686
2	0,615	<b>0,6558</b>	9,174E-07	0,6559	0,686
3	0,519	<b>0,0503</b>	<b>0,0022</b>	0,7062	0,6882
4	0,199	2,681E-05	0,1686	0,7062	0,8567
5	0,171	0,1499	0,0001	0,8561	0,8569
6	0,135	0,0089	0,0001	0,865	0,857
7	0,097	0,0001	0,0572	0,8651	0,9142
<b>8</b>	0,08	0,0601	0,0001	<b>0,9252</b>	<b>0,9143</b>
9	0,064	0,0002	0,0344	0,9253	0,9488
10	0,062	0,0041	0,0004	0,9295	0,9491
11	0,049	0,0286	0,0001	0,9581	0,9492
12	0,044	0,0001	0,0248	0,9582	0,974

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,766$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation Y-Y
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation X-X
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation

**b- Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 31841,12 \text{ KN} , V = 0,169 \text{ W}$$

$$V_x = V_y = 5385.93 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 0,8V_y = 4308.74 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 4702.66 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 4510.25 \text{ KN}$$

( $V_{tx} > 0,8V_x$  et  $V_{ty} > 0,8V_y$ )  $\Rightarrow$  Condition vérifié.

**c- Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$\left( v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.35$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  :  $G+0,2Q+E1$  ,  $G+0,2Q+E2$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveau	$S_{poteaux}$	$N_d$	u	$v_{RPA}$	Observations
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	2415,5112	0,35	0,35	vérifiée
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	1755,0012	0,32	0,35	vérifiée
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	713,8485	0,16	0,35	vérifiée
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	327,0068	0,08	0,35	vérifiée

**Vérification des déplacements inter-étage :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA2024**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA2024** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

(5.11)

Type de Structure	Déplacement limite: $\bar{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0200 $h_k$
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 $h_k$
Bâtiment en PAF	0.0100 $h_k$
Bâtiments en Bois	0.0150 $h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 $h_k$

*Légende:  $h_k$  est la hauteur du niveau « k »*

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Avec :

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :  $\delta_k = \frac{R}{QF} \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  : Déplacement élastique du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

QF : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k-1", est égal a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

**Tableau V.5 :** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final

Etage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
8	3,53	3,53	1,32	1,22	4,59	Vérifié
7	3,21	3,21	1,73	2,50	4,59	Vérifié
6	2,79	2,79	1,89	2,60	4,59	Vérifié
5	2,33	2,33	2,01	2,66	4,59	Vérifié
4	1,84	1,84	2,01	2,58	4,59	Vérifié
3	1,34	1,34	1,93	2,40	4,59	Vérifié
2	0,87	0,87	1,70	2,03	4,59	Vérifié
1	0,46	0,46	1,27	1,46	4,59	Vérifié
RDC	0,15	0,15	0,60	0,66	4,59	Vérifié

**Vérification du critère de l’effort normal réduit VOILE :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture Fragile (en flexion composée), sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de Compression de calcul des voiles est limite par la condition suivante

$$\left( v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.40$$

Nd : effort applique en flexion composée

Bc : section de voile e\*L

**Tableau V.6:** Vérification de l’effort normal pour les poteaux.

voile	Svoile cm	Nd	v	VRPA	Observations
VX (1/2/3/4/5)	20x300	3354,09	0,22	0,4	vérifiée
VY (1/2/3)	20x300	1904,54	0,13	0,4	vérifiée

**Remarque :**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA2024 ».
- Les efforts normaux réduits (Poteau et voile) sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA2024 ».

**d-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \text{ "RPA2024"}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final.**

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(m)	θx	θy	condition	observation
8	2729,9283	827,8596	870,6438	1,32	1,22	3,06	0,01	0,01	0,10	vérifiée
7	6243,1964	1750,6172	1746,3364	1,73	2,50	3,06	0,02	0,03	0,10	vérifiée
6	9795,4045	2528,7207	2483,1254	1,89	2,60	3,06	0,02	0,03	0,10	vérifiée
5	13347,6126	3176,5418	3082,4041	2,01	2,66	3,06	0,03	0,04	0,10	vérifiée
4	17000,9619	3706,6512	3571,6027	2,01	2,58	3,06	0,03	0,04	0,10	vérifiée
3	20654,3113	4127,394	3962,7033	1,93	2,40	3,06	0,03	0,04	0,10	vérifiée
2	24307,6607	4429,923	4248,5991	1,70	2,03	3,06	0,03	0,04	0,10	vérifiée
1	28074,3913	4622,7011	4430,488	1,27	1,46	3,06	0,03	0,03	0,10	vérifiée
RDC	31841,1219	4702,6624	4510,2523	0,60	0,66	3,06	0,01	0,02	0,10	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x, \theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'ou les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

**e-Vérification des conditions du facteur de comportement R :****e-1- Justification des voiles sous charges horizontale :**

x-x

L'effort sismique total à la base de la structure  $V_{Tot} = 4702.66$  kN.L'effort sismique à la base repris par les Voiles  $V_{VOILE} = 3916.57$  KN $P_{VOILE} / P_{Tot} = 83.28 \% > 65\%$ .

y-y

L'effort sismique total à la base de la structure  $V_{Tot} = 4510.25$  kN.L'effort sismique à la base repris par les voiles  $V_{VOILE} = 3362.89$  kN $P_{VOILE} / P_{Tot} = 74.56 \% > 65\%$ .**Remarque :**

la résistance a l'effort tranchant, a la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance a l'effort tranchant du système structural dans son ensemble donc Système a contreventement mixte, équivalent a des voiles non justifie si change le système a Système de contreventement constitue par des voiles  $R=4,5$

**Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de:

- comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ( $=0.8 * V_{(mse)}$ ) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort( $0.8 * V_{(mse)}$ ) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre on considération du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisit un facteur  $R=4,5$

**V.1. INTRODUCTION :**

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[3]** et le **RPA2024**.

**V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :****V.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**a. Situation durable:**

**Béton:**  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$

**Acier:**  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$

**b. Situation accidentelle:**

**Béton:**  $\gamma_b=1,20$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=18.48\text{MPa}$

**Acier:**  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s=500\text{MPa}$

**V.2.2. Combinaisons d'actions :**

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Situation durable :  $1,35G+1,5Q$  et  $G+Q$

Situation accidentelle :  $G+Q+E1$  ,  $G+Q+E2$

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1-  $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- 2-  $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
- 3-  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$  ( $N^{\min} = N$  traction)

### V.2.3. Recommandation selon RPA2024:

D'après le RPA2024, pour une zone sismique V, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

- $1\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$  Zone courante (Z.C)
- $1\% < \frac{A_s}{B} < 8\%$  Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

B : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de  $60\varnothing$  en zone de recouvrement..

### Situation accidentelle :

Combinaison : **G+Q+E1/G+Q+E2**

**Tableau V.1:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s/\text{nap}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	2415,51	136,63	SEC	0	0	29.25
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	1755,00	166,43	SEC	0	0	22
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	713,85	150,34	SPC	0	0.84	17,50
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	327,01	86,59	SPC	0	1.11	15.75

**Tableau V.2:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s/\text{nap}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	-809,45	13,84	SET	7.62	8.57	29.25
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	-606,72	99,74	SET	2.07	10.07	22
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	-109,25	111,93	SPC	0	5.99	17,50
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	-34,48	14,81	SPC	0	1.07	15.75

**Tableau V.3:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\text{cor}}$ (kNm)	$M^{\max}$ (kN)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s/\text{nap}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	2117,37	168,40	SEC	0	0	29.25
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	1033,09	194,70	SEC	0	0	22
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	454,41	159,21	SPC	0	3.29	17,50

7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	110,21	130,43	SPC	0	5.54	15.75
-----------------------------------	-------	--------	--------	-----	---	------	-------

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation Durable ( $N^{max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	2244,58	18,59	SEC	0	0	29.25
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	1685,74	39,03	SEC	0	0	22
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	887,60	34,71	SEC	0	0	17,50
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	466,86	13,01	SEC	0	0	15.75

Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation Durable ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	542,37	11,45	SEC	0	0	29.25
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	302,60	13,72	SEC	0	0	22
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	142,44	11,63	SEC	0	0	17,50
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	52,42	2,86	SEC	0	0	15.75

Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation Durable ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sup>max</sup> (kN)	N <sup>cor</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	1253,31	92,96	SEC	0	0	29.25
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	696,13	82,93	SEC	0	0	22
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	500,09	53,64	SEC	0	0	17,50
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	153,05	87,01	SPC	0	2.98	15.75

V.2.4. Choix des armatures :

Tableau V. 4: Choix des armatures des poteaux.

NIVEAU	SECTION [cm <sup>2</sup> ]	ARPA [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s/nap</sub> necc [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres	A <sub>s</sub> choisit [cm <sup>2</sup> ]
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	29.25	8.57	16HA16	32.16
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	22	10.07	16HA16	32.16
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	17,50	5.99	12HA14	18.48
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	15.75	5.54	12HA14	18.48

**V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (voir annexe), puis elles sont comparées aux contraintes limites :

**Béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = \boxed{15\text{MPa}}$$

**b. Acier :**

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}} :$$

**Tableau V.8 :** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kNm)	$M_{ser}^{corr}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\epsilon_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	1632,08	13,47	84.9	250	5.69	15	Vérifiée
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	1225,75	28,28	85.7	250	5.8	15	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	645,54	25,14	69.2	250	4.76	15	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	339,86	9,43	37.7	250	2.59	15	Vérifiée

**Tableau V.9:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (kNm)	$M_{ser}^{corr}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\epsilon_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	396,44	8,32	22.1	250	1.53	15	Vérifiée
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	221,01	9,97	17.18	250	1.21	15	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	103,94	8,45	14.7	250	1.03	15	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	38,26	2,10	5.89	250	0.41	15	Vérifiée

**Tableau V.5:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{cor}$ (kNm)	$M_{ser}^{max}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\epsilon_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	912,38	67,37	70.8	250	4.08	15	Vérifiée
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	506,69	60,11	58.5	250	4.09	15	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	248,47	55,43	69.2	250	5.08	15	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	121,49	63,51	84.6	250	6.74	15	Vérifiée

**V.2.6. Vérification de l'effort tranchant :**

**V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant à l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\tau_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\tau_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$\tau_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Selon le RPA2024:**

$\tau_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élancement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6:** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>u</sub> <sup>RPA</sup> (MPa)	τ <sub>u</sub> <sup>BAEL</sup> (MPa)	Vérification
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	95,02	0,39	12.36	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	117,93	0,60	13.49	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	128,47	0,82	14.84	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	99,72	0,79	16.45	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

**V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA2024**; elles sont données comme suit :

**Selon le 2024:**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{f_e * h}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$t$ : Espacement des armatures transversales.

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$ : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$ ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$ ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$ : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ ..... Zone nodale (zone V).

$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi \right)$ ..... Zone courante (zone V).

$\phi_1$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$ : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$ : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e=500\text{MPa}$  (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.7 : Espacements maximales selon RPA2024.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC 1 <sup>ème</sup>	60x45	16HA16	16	10	15
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	16HA16	16	10	15
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	50x35	12HA14	15	10	15
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	45x35	12HA14	15	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.8: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	60x45	3.57	3,75	95,02	N	10	1,19	8T8	4.02
					C	15	1,78	8T8	4.02
2 <sup>èm</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	55x40	3.89	3,75	117,93	N	10	1,61	8T8	4.02
					C	15	2,41	8T8	4.02
5 <sup>ème</sup> → 6 <sup>me</sup>	50x35	4.28	3,75	128,47	N	10	1,93	6T8	3.01
					C	15	2,89	6T8	3.01
7 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	45x35	4.76	3,75	99,72	N	10	1,66	6T8	3.01
					C	15	2,49	6T8	3.01

**Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :L<sub>r</sub>=60Ø<sub>l</sub> en **zone VI**.

Pour :

Ø=16mm..... L<sub>r</sub>=96cm

Ø=14mm..... L<sub>r</sub>=84cm

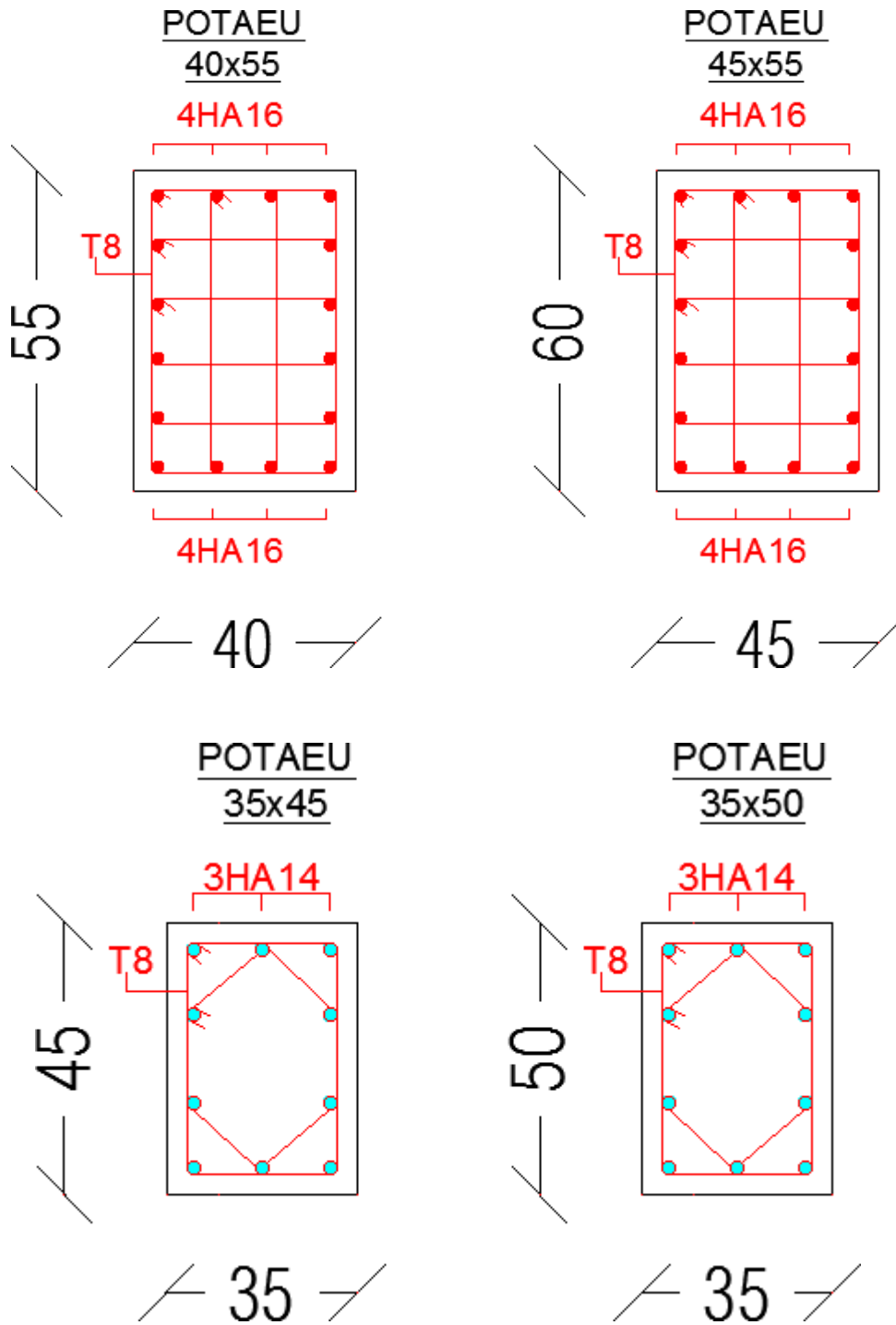


Figure V.1: Schéma de ferrailages des poteaux.

**V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :****V.3.1. Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

**V.3.2. Les combinaisons de charges :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :

E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q$

E.L.S :  $G + Q$

Combinaisons exigées par le " RPA 2024 ":

$G + Q + E1 / G + Q + E2$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

**V.3. 3.Recommandation du rpa2024:**

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

$$\triangleright 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{ au niveau de la zone courante.}$$

$$\triangleright 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{ au niveau de la zone de recouvrement.}$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de  $60 \Phi$  (zone V).

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

➤ La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0.003 St. L.$

L : longueur de la poutre.

$S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

h : hauteur de la poutre.

$\phi$  : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.17$  MPa.

Acier :  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435$  MPa.

➤ Situation accidentelle :

Béton :  $\gamma_b = 1.2$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18.48$  MPa.

Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500$  MPa.

### V.3.4. Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETABS**.

On dispose un seul type de poutre :

Poutre porteuse => 35x45 (cm<sup>2</sup>)

Poutre non porteuse => 30x40 (cm<sup>2</sup>)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

#### Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

$A_s$  : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

$A'_s$  : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

#### ➤ Poutre porteuse (35x45)

##### a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

**Tableau V. 9:** Ferrailage des poutres porteuses (Situation Durable).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{\max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
35x45	Travée	109,33	6.33	0	7.88
	Appui	-141,067	8.35	0	7.88

##### b. Situation accidentelle G+Q+E1/2 :

**Tableau V. 10:** Ferrailage des poutres porteuses (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{\max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
35x45	Travée	190,09	9.66	0	7.88
	Appui	-225,35	11.66	0	7.88

➤ Poutre non porteuse (30x40)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V.20: Ferrailage des poutres non porteuses (Situation Durable).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	41,51	2.67	0	6
	Appui	-49,85	3.14	0	6

b. Situation accidentelle G+Q+E1/2:

Tableau V.21: Ferrailage des poutres non porteuses (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	151,92	8.92	0	6
	Appui	-170,88	10.17	0	6

• Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sup>min</sup> <sub>sRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sup>adp</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
35x45	Travée	7.88	9.66	6HA16	12.06
	Appuis		11.66	6HA16	12.06

Tableau V.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sup>min</sup> <sub>sRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sup>adp</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	6	8.92	6HA14	9.24
	Appuis		10.17	3HA16+3HA14	10.65

**V.3.5. Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; F_e=500\text{MPa}$$

**Tableau V. 25:** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> choisi (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min(cm <sup>2</sup> )	Vérification
Poutre35x45	12.06	1.37	Vérifiée
Poutre30x40	9.24	1.04	Vérifiée

**V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub> , N<sub>ser</sub>) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

**Béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = \boxed{15\text{MPa}}$$

**b. Acier :**

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

η =1,6 pour les aciers H.A

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s = n \cdot \frac{M_{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}}.$$

**a. Poutres porteuses (35x 45)**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.26:** Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Poutre p	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>-bc</sub> (MPa)	Vérification	δ <sub>s</sub> (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	79,23	12.06	6.20	15	ok	172.47	250	ok
Appuis	-102,29	12.06	8	15	ok	222.67	250	ok

**b. Poutres non porteuses (30x40)**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.27:** Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Poutre S	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>-bc</sub> (MPa)	Vérification	δs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	30,08	9.24	3,35	15	ok	96,33	250	ok
Appuis	-36,23	10.65	3.88	15	ok	101.58	250	ok

**V.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T<sub>u</sub> : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = \boxed{2.5\text{MPa}}$  (Fissuration préjudiciable).

**Tableau V. 28:** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u max</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u BAEL add</sub> (MPa)	Vérification
Poutre 35x45	253.77	1.79	2.5	Ok
Poutre 30x40	113.54	1.05	2.5	Ok

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f<sub>c</sub>=500 MPa).

Selon le RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right) \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \quad \text{Avec : } \phi \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \frac{h}{2} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Zonécourante}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.29:** Calcul des armatures transversales.

Section (cm <sup>2</sup> )	Ø <sub>t</sub> mm	S <sub>t</sub> <sup>adp</sup>		A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
		ZN (cm)	ZC (cm)		
Poutre 35x45	16 et 14	10	15	1.58	4T8
Poutre 30x40	16	10	15	1.35	4T8

**V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 60Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

Ø=16mm..... L<sub>r</sub>=96cm

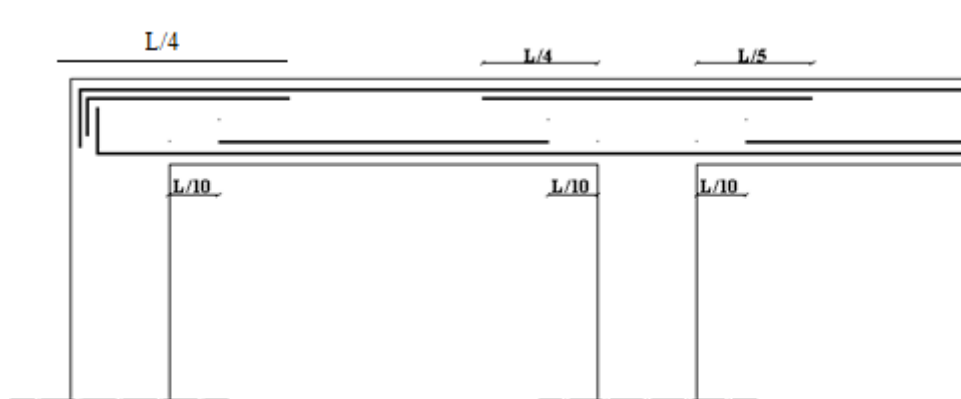
Ø=14mm..... L<sub>r</sub>=84cm

**V.3.9. Arrêt des barres [1] :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max(L<sub>gauche</sub> ; L<sub>droite</sub>)



**Figure V.2:** arrêts des barres.

**V.3.10. Vérification de la flèche :**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

Tel que :  $f_1 = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.15\text{cm} \Rightarrow L = 6,5 > 5\text{m}$

$f_2 = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.01\text{cm} \Rightarrow L = 5.15 > 5\text{m}$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

**Tableau V.30:** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> KNm	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>v</sub> (mm)	Δft(mm)	$\bar{f}$ (mm)
35x45	6.50	79,23	12.06	11.20	22.38	11.19	11.5
30x40	5.15	30,08	9.24	3.25	7.43	4.18	10.1

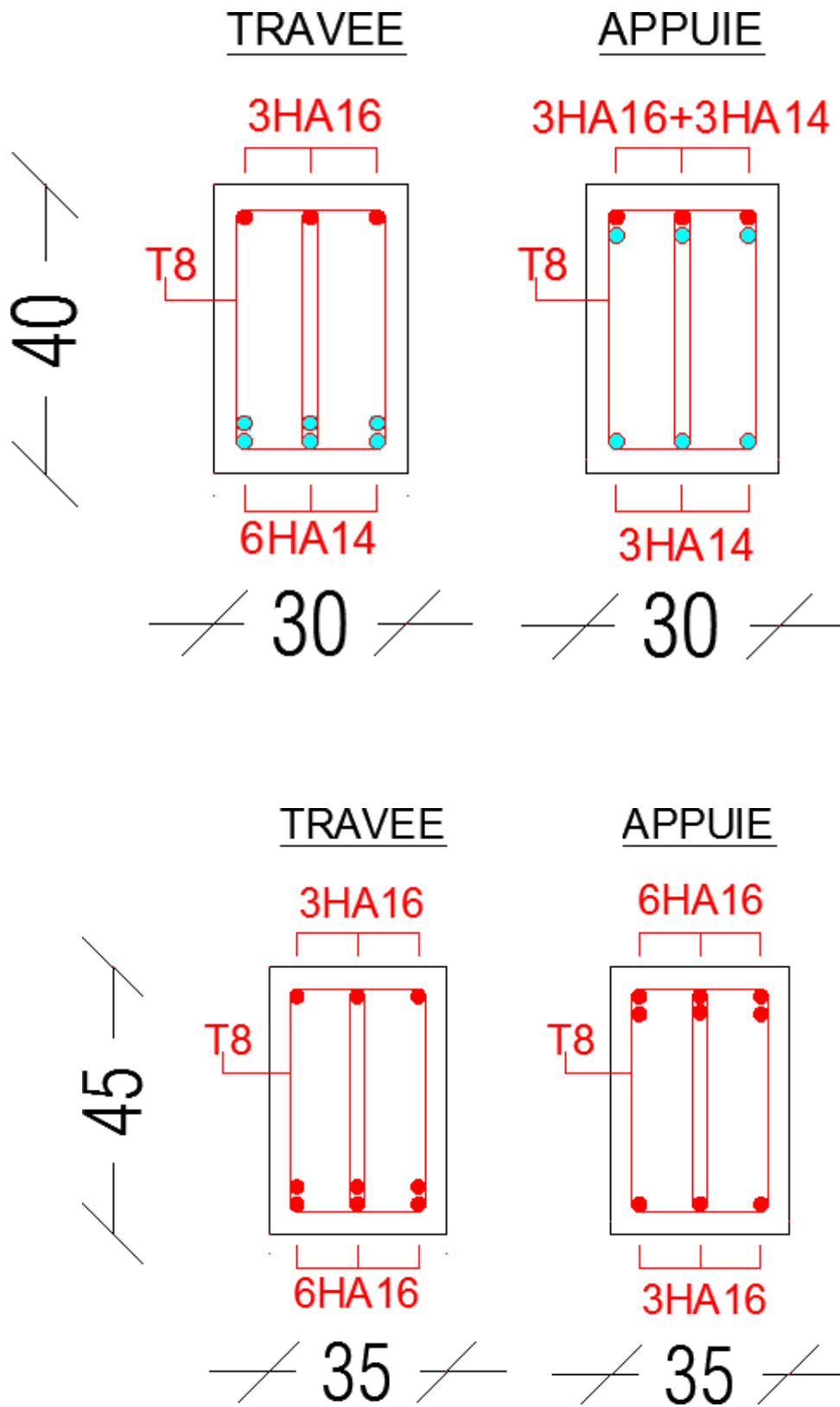


Figure V.3: Schéma de ferrailages des Poutres.

#### V.4. FERRAILAGE DES VOILES :

##### V.4.1. GENERALITES :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;

En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).

De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **RPA2024**.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ,a leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments

constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

### II.10.2. méthode le nouveau RPA2024 :

#### a) Ferrailages des voiles et des trumeaux :

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Pour les voiles élancés ( $h_w/l_w$  est supérieur à 2.0), le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppelinéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique du mur.

Pour les voiles courts ( $h_w/l_w$  est inférieur à 2.0), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant résultants du calcul de structure.

La hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique au-dessus de la base du mur est estimée comme suit (voir) :  $h_{cr} \leq \max(l_w, h_w/6)$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre de chaque niveau, et où la base est définie comme étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.

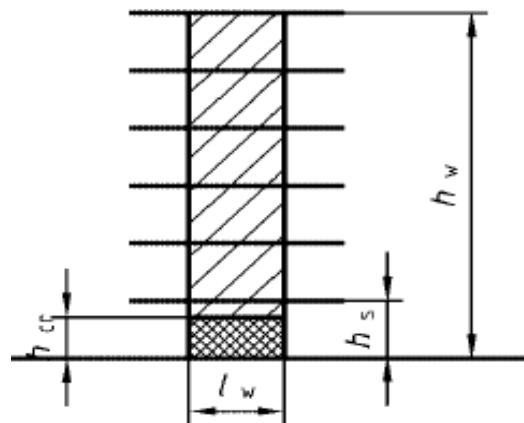


Figure II.4: Zone critique à la base du voile

#### b) Exigences de ductilité pour la zone critique

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur  $l_c$  mesurés à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0,2% (voir Figure 2.17). Cet élément

de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au mur. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$$

Avec :  $x_u$  longueur de la zone comprimée,  $b_w$  largeur de l'âme du voile. L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max(20\text{cm} ; h_e/15)$$

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

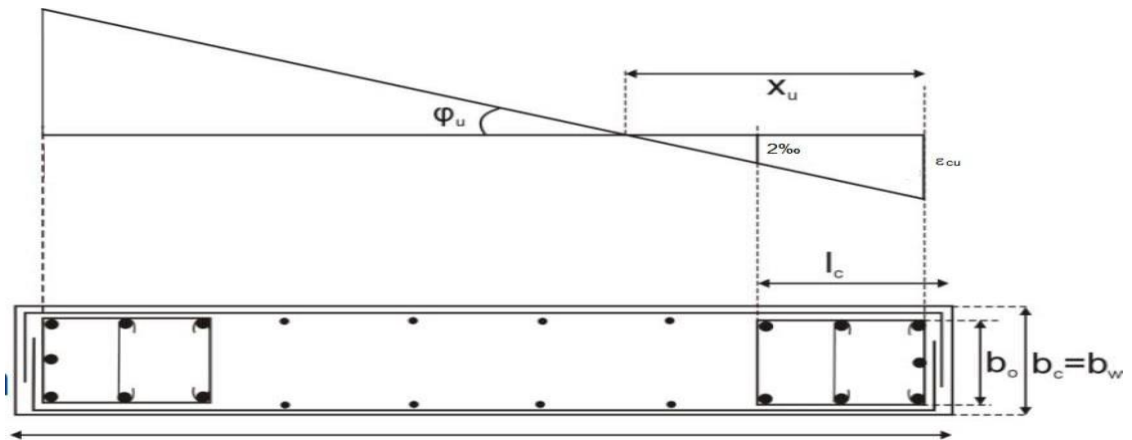


Figure II.5: Eléments de rive pour les voiles

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$S_t \leq \min(b_0 / 2, 20\text{cm}, 8d_{bl})$$

Avec

$d_{bl}$  diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur  $h_{cr}$  doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0.09 \cdot S_t \cdot b_c \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{A_c} \geq 0.3 \cdot \frac{S_t}{b_c} \cdot \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

$(A_g/A_{ch})$  représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

**c) Aciers verticaux :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**d) Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la

formules 
$$S > \frac{V}{zfe}$$

Avec  $V$  effort tranchant de calcul.

$$z=0,9d$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%. De plus, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min (1,5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m<sup>2</sup>.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser  $b_w/10$ .

**e) Règles communes**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{uj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.4.2.1.exemple de calculer voile(VY1) :**

Donne:

$$h=3.06, h_p=0.40m \implies h_e=2.66 \text{ m}$$

$$l_w=3.10 \text{ m,}$$

$$b_w=0.2m, h_w=27.54m,$$

Avec :

$l_w$  : la longueur des voiles,

$b_w$  : l'épaisseur des voiles,

$h_e$  : la hauteur libre,

**1. Exigence de ductilité pour la zone critique :**

**a. la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique :**  $h_{cr} = \text{Max}(l_w, h_w/6) = 4.59m$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w & \left\{ \begin{array}{l} 6.10m \\ 5.32m \end{array} \right. \\ 2h_e, n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

On prend :  $h_{cr} = 4.59 \text{ m}$

**b. la longueur de l élément de rive : ( $l_c$ )**

$$l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$$

$$l_c = \max(0.47, 0.3)$$

On prend :  $l_c = 1m$

**c. l épaisseur de l élément de rive ( $b_c$ ) :**

$$b_c \geq \max(20cm, h_e/20)$$

$$b_c > \max(20cm, 13.33cm)$$

On prend :  $b_c = 0.2 \text{ m}$

**2. calculer de ferrailage :**

**a. calculer des armatures nécessaires a la flexion composé :**

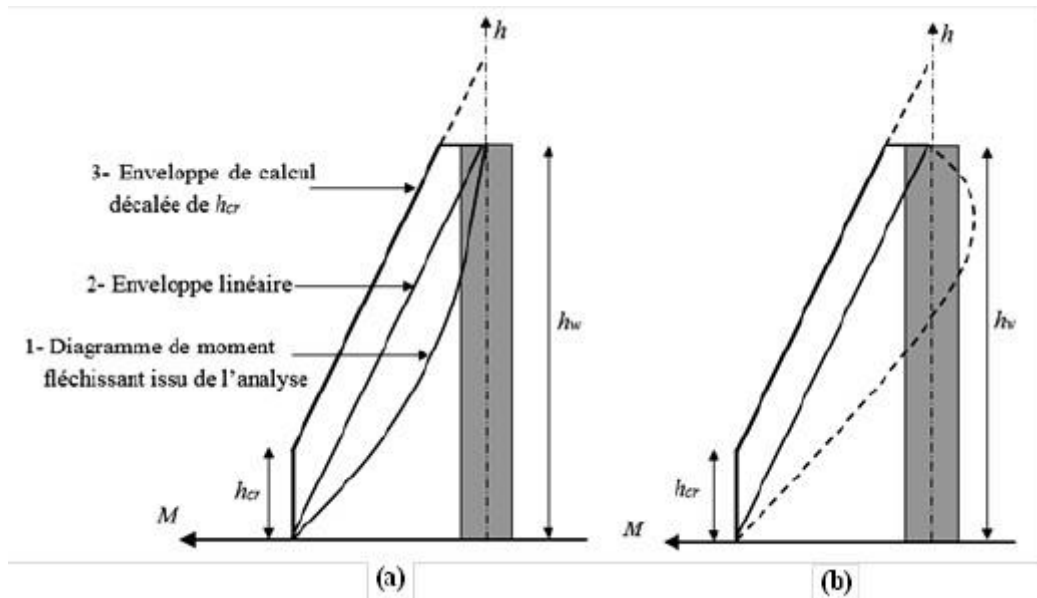
On calculer la section d armature nécessaire pour une section rectangulaire ( $l_w$  ,  $b_w$ )=>  
(0.2m; 3.10 m)

$$N^{\max} \Rightarrow M^{\text{cor}}$$

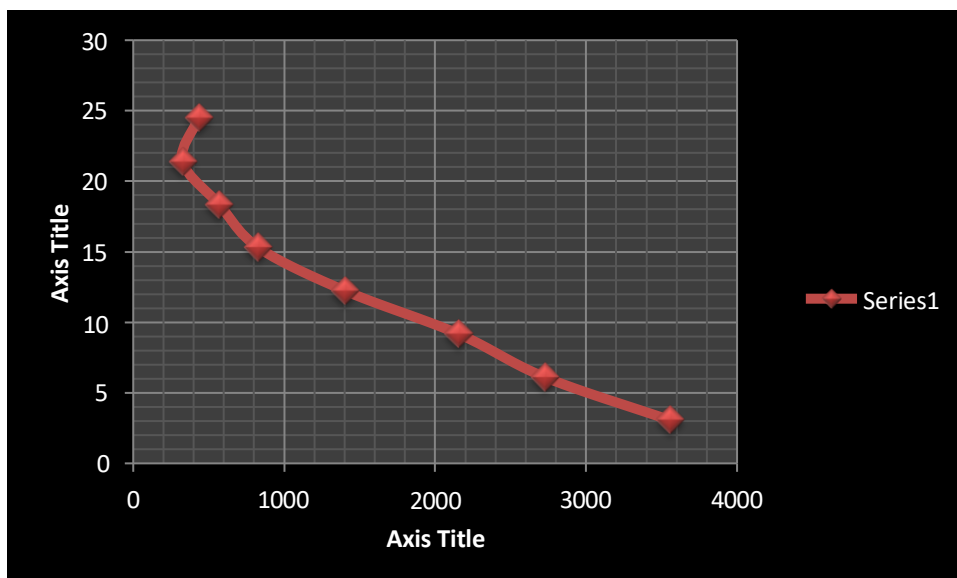
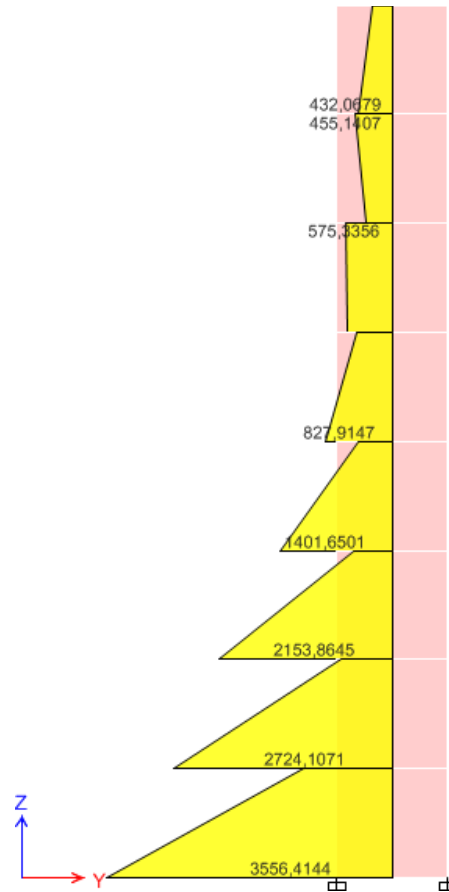
$$N^{\min} \Rightarrow M^{\text{cor}}$$

$$M^{\max} \Rightarrow N^{\text{cor}}$$

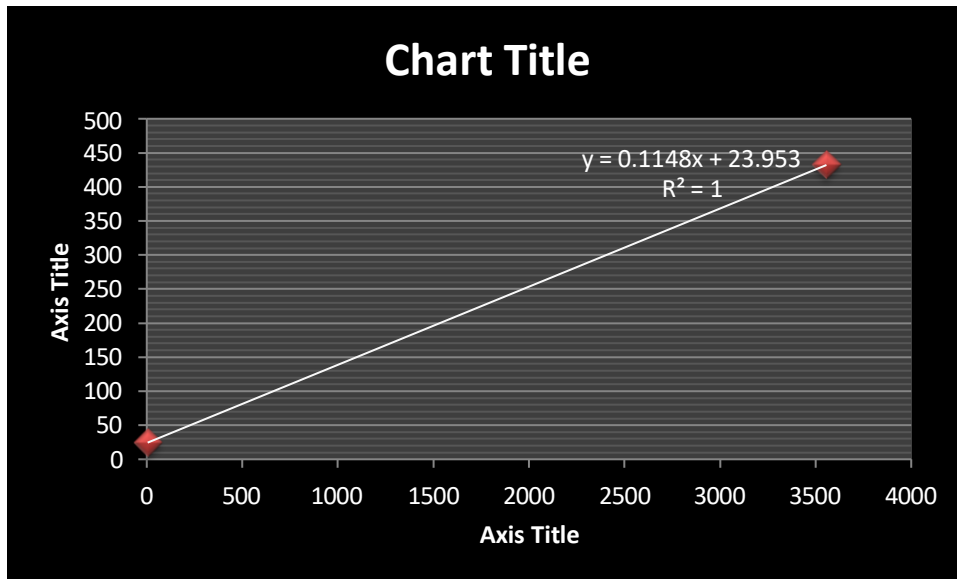
**b. L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant :**



NIV(m)	Mmax
24,48	432,0679
21,42	323,8501
18,36	568,9827
15,3	827,9147
12,24	1401,6501
9,18	2153,8645
6,12	2724,1071
3,06	3556,4144



NIV	4,59	24,48
Mmax	3556,4144	432,0679



Calculer les moments avec fonction :  $M=(0,0628X+29.034)$

NIV(m)	Mmax	Mdevl	N(KN)
24,48	432,0679	458,81	-102,8771
21,42	323,8501	350,24	-194,1042
18,36	568,9827	595,03	-285,7021
15,3	827,9147	853,61	-347,0622
12,24	1401,6501	1427,00	-431,9358
9,18	2153,8645	2178,86	-520,6067
6,12	2724,1071	2748,76	-568,7135
3,06	3556,4144	3580,72	-671,1118

Pour cette exemple : (la section d'armatures calculer par le logiciel **socotec**).

$$N^{\max} = 671.11\text{kn} \qquad M^{\text{cor}} 3580.72 \text{ kn.m} \Rightarrow A_s = 19.19 \text{ cm}^2$$

$$N^{\min} = 102.88\text{kn} \qquad M^{\text{cor}} = 458.81 \text{ kn.m} \Rightarrow A_s = 2 \text{ cm}^2$$

$$M^{\max} = 3580.72\text{kn.m} \qquad N^{\text{cor}} = 671.11 \text{ kn} \Rightarrow A_s = 19.19 \text{ cm}^2$$

Dance en prend  $A_s=19.19 \text{ cm}^2$

Comme le moment est considéré comme une section réversible.

Les deux extrémités du voile on le même pourcentage de ferrailage reporté sur la longueur critique  $l_c = 1\text{m}$  on opte comme suit.

$$A_s \text{ choisie} = 14\text{HA}14 \text{ (avec un } A_s=21.56\text{cm}^2\text{)}$$

**b. Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :**

$$\text{On vérifier : } \frac{A_s \text{ choisie}}{A_{Ac}} \times 100 > 0.5\%,$$

$A_{Ac}$ : section des armatures de la zone confiné

$$A_{Ac} = 20 * 100 = 2000\text{cm}^2$$

$$\frac{21,56}{2000} \times 100 = 1.05\% > 0.5\% \rightarrow \text{ok}$$

➤ **L'espace vertical :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{b_0}{2}, 20 \text{ cm}, 8d_l \right)$$

$$b_0 = b_w - \phi_l = 20\text{cm} - 2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq \min (9\text{cm}, 20\text{cm}, 16\text{cm})$$

On opte :  $S_t=10\text{m}$

**c. Les armatures de confinement dans les éléments de rive :**

$$A_t = 0.09 S_t b_c \frac{F_{ch}}{F_e} = 0.09(100) \cdot (200) \cdot \frac{25}{500}$$

$$A_t > 0.9 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrailage dans les zones confinées 7T10.

**d. Acier horizontaux :**

$$A_h = \frac{V \cdot S_t}{z \cdot f_e}$$

$$\text{Avec } V = 1.4V_u$$

$V_u$ = effort tranchant

$$Z=0.9d : \text{avec } d=0.9l_w = 2.51 \text{ m}$$

$$A_{h\min} = 0.2\% l_w \cdot b_w$$

Donc avec :  $V_u = 818,25 \text{ kN}$

$$V = 1.4 \times 818,25 = 1145,56 \text{ kN}$$

$$S_t=15 \text{ cm} \implies A_h \geq \frac{1145,56 \times 10^3 \times 15}{0.9 \times 2510 \times 500} = 1.36\text{cm}^2$$

- $A_{h\min} = 0.2\% (310) * 20$

- $A_{h\min} = 12.4 \text{ cm}^2$

Pour une distance de 100 cm on a :  $2 * 7\text{HA}12 = 15.82 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min (1.5b_w, 25) \implies S_t \leq \min (0.75, 25 \text{ cm}) \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

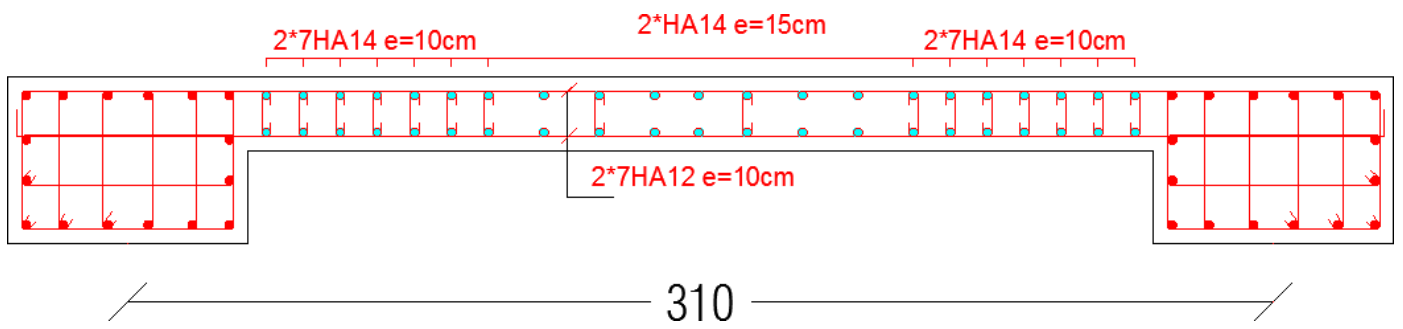


Figure V.6: Schéma de ferrailages voiles.

### **VII.1. INTRODUCTION :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Au début on s'attendait à avoir deux types de fondation (un pour chaque bloc).

### **VII.2. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

### **VII.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :**

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2,5 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

**VII.4. CLASSIFICATION DES FONDATIONS :**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

**VII.5. CALCUL DES FONDATIONS :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

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

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

**VII.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:****VII.6.1. Semelles Isolées :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

Avec :  $A = B = \sqrt{S}$

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol};=2,5 \text{ bar}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Effort normal revenant au sous sol :

$$N_{\text{sous sol}} = 1834.86 \text{KN}$$

$$D'où S \geq \frac{1834.86}{250} \Rightarrow S = 7.34 \text{ m}^2$$

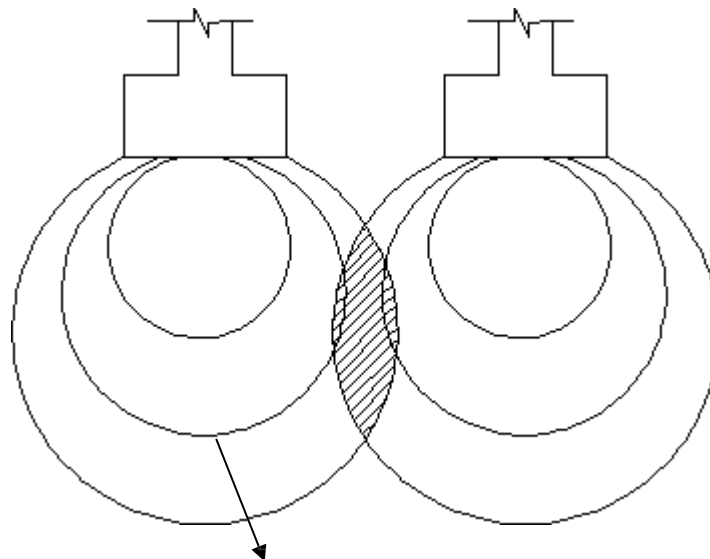
$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{7.34} = 2.73 \Rightarrow B = 2.75 \text{m}$$

**Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 3.1 \text{ m} < 1,5xB = 4.125 \text{ m} \dots\dots$  non vérifié



Risque de cisaillement du sol

**Figure VII.1 :** l'effet de cisaillement du sol.

**Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des bulbes de pression qui peut provoquer un cisaillement du sol, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**VII.6.2. Semelles Filantes :**

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

**Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes**

Files	N(kN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S(m <sup>2</sup> )
A	5542,82	21,05	1,05	1,20	25,26
B	8623,92	21,05	1,64	1,70	35,79
C	8550,37	21,05	1,62	1,70	35,79
D	8799,42	21,05	1,67	1,70	35,79
E	6160,94	21,05	1,17	1,20	25,26
F	4436,00	21,05	0,84	1,00	21,05
1	5235,08	29,57	0,71	1,00	29,57
6	7001,97	29,57	0,95	1,00	29,57
S total =					238,07

➤ **Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

$S_s=238.07m^2 \Rightarrow, \sigma_{sol}=2,50 \text{ bar} \Rightarrow$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface

S bâtiment = 479.83 m<sup>2</sup> (calculer par AUTOCAD)

$\frac{S_s}{S_b} = \frac{238.07}{479.83} = 49.60\% < 50\%$  Vérifier.

**VII.6.3. Pré dimensionnement de la semelle filante :**

**a) Dalle :**

➤ **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$ )

On prend  $h = 25 \text{ cm}$

$ht = \frac{B - b}{4} + 5\text{cm}$

$ht = \frac{170 - 45}{4} + 5\text{cm} = 36.25 \text{ cm} \approx 40\text{cm}$

**Tableau VII.2 :** Les dimensions de la dalle des semelles filantes

<b>B(m)</b>	<b>(cm)</b>
1.70	40
1,20	25
1,00	25

**b) Nervure :**

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique

La nervure est rigide, l'expression suivante :  $L \leq \frac{\pi}{2} L$  Avec:  $L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton.

Bn : largeur de la nervure ; bsf : largeur semelle ; a : largeur de poteau

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$  pour un très mauvais sol.

- $K=4$  [ $\text{kg}/\text{cm}^3$ ] → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$  [ $\text{kg}/\text{cm}^3$ ] → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4$  [ $\text{kg}/\text{cm}^3$ ].

$$le = \sqrt[4]{\frac{4xExI}{Kxbsf}}$$

$$b_n = 45 \text{ cm} ; b_{sf} = 1.7\text{m} ; E = 11000 \times 30^{1/3} = 32164.20 \text{ Mpa} ; K = 40 \text{ MN}/\text{m}^3$$

$$L_{\text{max}} = 5.10 \text{ m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48xKxbsfxl^4}{Exbnx\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48x0.04x1700x5100^4}{32164.20x450x\pi^4}} = 1,16 \approx 1.20\text{m}$$

**Tableau VII.3 :** Les dimensions de la dalle des semelles filantes

Filles	bsf	ht	bn	hn choix
	(m)	(cm)	(cm)	(m)
BCD	1.70	40	45	1.20
AE	1,20	25	45	1.20
16F	1,00	25	45	1.20

**VII.6.3.1. Vérification de la stabilité:**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

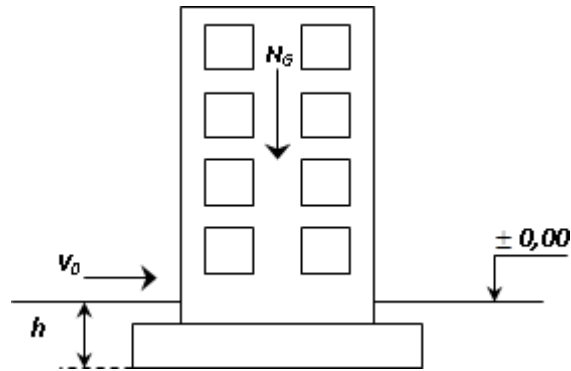


Figure VII.2: Schéma statique du bâtiment.

Position de centre de gravité :  $x_G(m) = 14.79$ ,  $y_G(m) = 10.53$

**Sens x-x :**

$M_0 = 66359.57 \text{ kN.m}$ ;  $V_0 = 4702.66 \text{ kN}$ ;  $h = 4,81 + 1,20 = 6.01 \text{ m}$ .

Donc:  $M_R = 94622,56 \text{ kN.m}$

Avec :

$N_G = N_{G1} + N_{G2}$

$N_{G1}$ : Poids propre de la structure.

$N_{G2}$ : Poids propre de la semelle filant.

A.N:

$N_G = 37042.40 + 1890.40 = 38932.87 \text{ kN}$

$M_s = N \cdot x_G = 575622.43 \text{ kN.m}$

$M_s/M_r = 6.08 > 1.5 \Rightarrow$  Vérifiée

**Sens-y-y :**

$M_0 = 86180.14 \text{ kN.m}$ ;  $V_0 = 4510.25 \text{ kN}$ ;  $h = 6.01 \text{ m}$

Donc:  $M_R = 113286.74 \text{ kN.m}$

$M_s = N \cdot y_G = 409768.14 \text{ kN.m}$

$M_s/M_r = 3.61 > 1.5 \Rightarrow$  Vérifiée

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

## VI.6.3.2. Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante:

Tableau VII.4 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes

Fille	P (kN)	L (m)	B (m)	Sf (m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	Observation
A	5542,82	21,05	1,20	25,26	219,43	250	vérifier
B	8623,92	21,05	1,70	35,79	240,99	250	vérifier
C	8550,37	21,05	1,70	35,79	238,94	250	vérifier
D	8799,42	21,05	1,70	35,79	245,90	250	vérifier
E	6160,94	21,05	1,20	25,26	243,90	250	vérifier
F	4436,00	21,05	1,00	21,05	210,74	250	vérifier
1	5235,08	29,57	1,00	29,57	177,04	250	vérifier
6	7001,97	29,57	1,00	29,57	236,79	250	vérifier

## VII.6.3.3 Ferrailage Des Semelles Filantes:

## 1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$P_u$  : L'effort normal reparti à l'ELU.

- Exemple de calcul : Fille D plus défavorable pour  $B=1,70$  m

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{574,64(1,70 - 0,45)}{8 \times 0,40 \times 0,9 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 5,73 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1700 \times 400 \times 0,9 \times 2,1}{500} = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 7\text{HA}12 = 7,91 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 3,36 \Rightarrow \text{choisie } 4\text{HA}12 \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$$

- Exemple de calcul : Fille E plus défavorable pour  $B=1,2$  m

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{402,64 \times (1,2 - 0,45)}{8 \times 0,25 \times 0,9 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 3,85 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1200 \times 250 \times 0,9 \times 2,1}{500} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 2,60 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 1,70 \Rightarrow \text{choisie } 4\text{HA}12 \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$$

• Exemple de calcul : File 6 plus défavorable pour B=1m

$$A_s = \frac{Pu(B - b)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{324.55 \times (1 - 0.65)}{8 \times 0.25 \times 0.9 \times \left(\frac{500}{1.15}\right)} = 1.45 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 250 \times 0.9 \times 2.1}{500} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 1.41 \Rightarrow \text{choisie } 4HA12 \Rightarrow 4.52 \text{ cm}^2$$

2. Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

On a  $M_0 = \frac{QL^2}{8}$ ,  $L=5.1 \text{ m}$ ,  $Q=574.64 \text{ KN/m}$   $M_u= 1868.33 \text{ KN.m}$

- En travée :  $M_t = 0,85 M_0$

- Sur appuis :  $M_a = 0,50 M_0$

b. Calcul des armatures :

$b = 45 \text{ cm}$ ;  $h = 120 \text{ cm}$ ;  $d = 108 \text{ cm}$

Tableau VII.5: Ferrailage des nervures.

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1588,08	34.50	10HA25	49.1
Appuis	934,17	19.38	9HA20	28.26

c. Vérifications nécessaires :

- Vérification des contraintes à l'E.L. S :

$Q=418.02 \text{ KN/m}$   $M_u= 2655,6363 \text{ KN.m}$

Tableau VII.6: Vérification des contraintes à L'E.L.S.

Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	1155,22	10.58	15	231.61	250	vérifiée
Appuis	679,54	7.48		229.79		vérifiée

➤ **Armatures transversales :**

➤ **RPA2024 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\varphi_t \right) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \quad .$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 80\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \quad .$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_t; \frac{b}{10} \right) = 2,5\text{cm}$$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3.9\text{cm}^2$$

**On prend : 6T10=4,74cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup>/ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=160 cm).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,20 = 3,6\text{cm}^2$$

**On opte : 3T12=4,62 cm<sup>2</sup>**

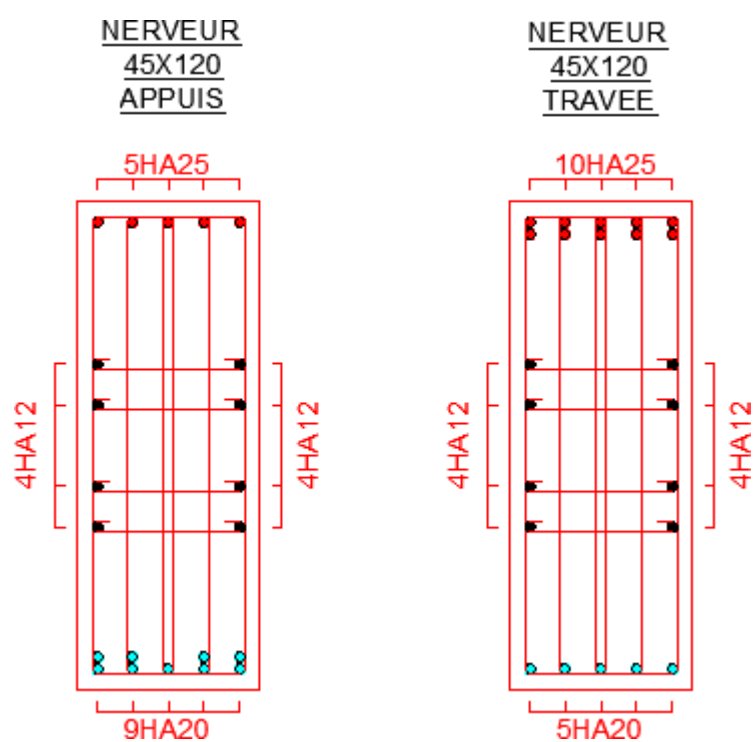


Figure VII.3: Schéma de ferrailage des nervures

#### VII.6.4. Etude du Voile périphérique :

##### VII.6.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

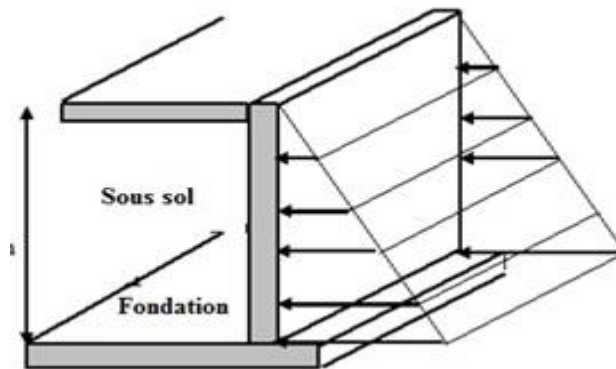


Figure VII.4: Evaluation des charges.

##### VII.6.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA2024**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical)..
  - La longueur de recouvrement est de  $60\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

##### VII.6.4.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = H - HP = 4.81 - 0,4 = 4.41 \text{ m}$$

$$L_x = 4.41 \text{ m}; L_y = 6.50 \text{ m}; e = 20 \text{ cm.}$$

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ ).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 25^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.41$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = \boxed{36.61 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_u = 1.35 \times 36.61 = 48.81 \text{ KN/ml}$$

#### VII.6.4.4. Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de v.

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0723 \\ \mu_y = 0,3895 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 68,64 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 26,74 \text{ kN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,85M_x= 58.34 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=22.72 \text{ kNm.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=0,5M_x= 34,32 \text{ kNm}$$

Ferraillage du voile périphérique :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=0,9h=18\text{cm} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ;$$

$$\sigma_s=435 \text{ MPa} ; F_{bc}=14.17 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7:** Ferraillage voile périphérique du.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	58.34	7.85	7T16	14.07	15
	y-y	22.72	3.01	7T12	7,91	15
<b>Appuis</b>	x-x	34,32	4.56	7T12	7,91	15
	y-y					

Condition exigée par les RPA2024:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1%de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On adopte le ferraillage calculé.

Condition de Non Fragilité :

$$A_{S_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,73\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0,4 ; \Rightarrow \mu_x = 0,0780 \quad \mu_y = 0,5469$$

$$Q_{ser} = 36.61 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 54.86 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 30 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx}=0,85M_x=46.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=25.50 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=27.43 \text{ kN.m}$$

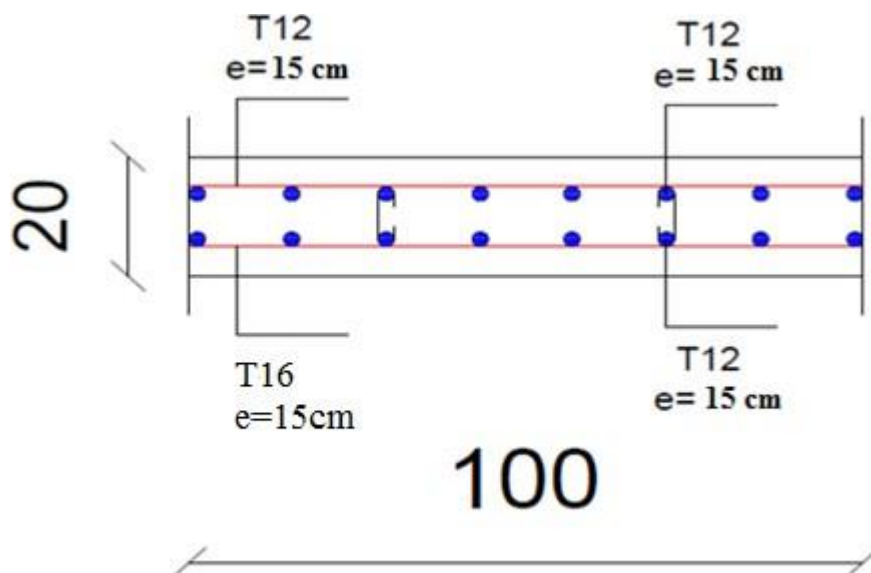
**b. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$  15MPa

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

**Tableau VII.8 : Vérification des Contraintes à l'ELS.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	46.63	14.07	8.72	15	212.58	250	<b>Vérifiée</b>
	y-y	25.50	7,91	5.86	15	203.13	250	<b>Vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	x-x	27.43	7,91	6.12	15	210.95	250	<b>Vérifiée</b>
	y-y							



**Figure VII.5:** ferrailage du Voile Périphérique.

## Conclusion général

Au terme de ce projet, portant sur l'étude d'un immeuble à usage résidentiel composé de huit étages en superstructure (R+8) et d'un sous-sol. Nous avons pu mettre en pratique les différentes notions théoriques acquises durant notre étude en génie civil, à travers l'analyse et le dimensionnement des éléments structuraux conformément aux normes techniques en vigueur, tout en respectant les exigences de sécurité, de stabilité et de rentabilité.

Cette étude nous a permis de tirer plusieurs conclusions importantes, notamment :

La nécessité de choisir un système de fondation adapté, surtout en présence d'un sous-sol soumis aux poussées latérales du sol. L'importance de prendre en compte l'action sismique, indispensable pour garantir la stabilité des structures de grande hauteur.

L'utilisation de logiciels de calcul avancés, comme ETABS qui a permis d'améliorer la précision des résultats, tout en soulignant que ces outils doivent être accompagnés d'une compréhension théorique solide.

Le besoin crucial de coordination entre l'ingénieur civil et l'architecte, afin d'assurer une bonne compatibilité entre les exigences architecturales et les contraintes structurelles.

La recherche constante d'un équilibre entre sécurité et coût, à travers des choix rationnels au niveau des matériaux, des sections, et du système porteur adopté.

À travers cette expérience, nous avons compris que le rôle de l'ingénieur civil dépasse largement les simples calculs : il implique une prise de décisions techniques responsables, impactant directement la sécurité, la qualité et le coût du projet.

Ce travail représente pour nous une expérience enrichissante, qui a permis de relier la théorie à la pratique, et de renforcer notre préparation à intégrer le monde professionnel. Nous espérons que ce modeste projet pourra servir de référence utile pour d'autres étudiants ou chercheurs s'intéressant à des études similaires.

## **Bibliographie**

### **▪ Règlements :**

- Règles BAEL91 modifié 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93
- Règles parasismique algérienne RPA 2024
- DTR BC 22 : Document technique réglementaire (charge et surcharges)

### **▪ Cours :**

- Polycopie du cours de 1<sup>er</sup> année et 2<sup>ème</sup> année master
- Calcul des structures en béton armée
- Elasticité
- Fondation

### **▪ Logiciels :**

- ETABS 2016 (Analyse de la structure)
- Autocad 2021 (Dessin)
- Word 2010 (écrire le mémoire)
- PowerPoint (Présentation du mémoire)