

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de la technologie



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : Génie Civil

Spécialité: Structures

Titre:

**Etude d'un bâtiment (R+9) en béton armé
contreventé par un système de portiques
contreventés par des voiles**

Présenté par :

Attafene Sarah

Taibi Khaoula

Membre de jury :

Président de jury : Mr. HADJ SADOK S.

Encadreur : Dr. TAHENNI Touhami

Examineur : Mme. KHEBIZI Wiam

Année universitaire: 2020-2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

On dit souvent que <<le trajet est aussi important que la destination >>

Ces cinq ans nous ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours en effet, n'est pas traversé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

*Avant tout nous remercions **Dieu** tout puissant de nous avoir donné la force et le courage pour surmonter toute les difficultés rencontrées durant toutes ces années.*

*Nous remercions profondément notre promoteur **Mr : TAHENNI Touhami** pour leurs conseils et orientations ainsi que leur regard critique et constructif.*

*Nos gratitude vont aussi aux membres de **jury** qui ont accepté d'évaluer et d'examiner notre travail.*

*Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des **enseignants** du département d'architecture de l'université **DJILALI BOUNAAMA** de **KHEMIS MILIANA** et toute l'équipe pédagogique pour leur accueil leur soutien et leur conseils.*

*Nous remerciant également l'ensemble du **personnel** de la bibliothèque, d'avoir mis à notre disposition toutes les références bibliographiques.*

Et à tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail de près ou de loin.

.....#**SARAH_KHAOULA**

Dédicaces

Je me présente a dédier ce modeste travail fruit de mon savoir pour toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.

En premier lieu, J'ai l'immense plaisir de dédier se travail à:

*Ceux que j'aime le plus au monde, mes très chers et affectueux **parents** qui m'encouragent et me poussent toujours vers la réussite, que **DIEU** les garde et les protège.*

*MON CHER FRERE : **AHMED** je les remercie pour leur attention ainsi leur soutien.*

*MES CHERS SCEURS : **AMINA, HANENE, FATIMA ZAHRA, ROMAISSA** et aussi **MA BELLE SOUEUR AMINA.***

*MON CHER MARI : **TAABET MOHAMED IHAB.***

*MA COLLABORATOIRE : **TAIBI KHAOULA.***

*Je tiens aussi à remercier mes chers profs **Mr: TAHENNI TOUHAMI, Mlle.***

MELLAL et Mr. HADJ SADOK.

Ainsi a tous mes camardes et à toutes personnes qu'on a partagé un moment de sourire et de joie.

ATTAFENE SARAH

Dédicaces

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mon chère frère Mustapha, mes chères sœurs Djihad, Narimane et Amel Ghrici.

A mon chère mari : NEDJMAOUI Seddik

A mon particulier mon binôme ATTAFENE Sarah.

A tous mes familles Taibi ,Adjissi et Nedjmaoui, et tous mes amis pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire, A toutes personnes qui m'aider à poursuivre mes études

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi.

TAIBI KHAOULA

Résumé

L'objectif de ce travail est la conception et l'étude d'un bâtiment composé de rez-de-chaussée plus neuf étages (R+9) à usage d'habitation, situé à la wilaya de Blida, commune de Blida, et qui est classée comme zone III selon les règles parasismique Algérien RPA 99 / modifié 2003. Le contreventement de la structure est assuré par un système de contreventement portiques contreventés par des voiles en béton armé. Le dimensionnement et le calcul de ferrailage des différents éléments composants la structure, sont conformes aux règles applicables en vigueur, à savoir le BAEL91 modifier 99 et le CBA93. L'étude du comportement dynamique sous l'effet de l'action sismique a été faite à l'aide du logiciel ETABS. En effet, pour assurer un bon comportement dynamique de notre bâtiment, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de ces voiles, afin de garantir une ductilité appropriée de la structure, qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

Abstract

The objective of this work is the design and study of a building consisting of ground floor plus eight floors for residential use, located in the department of Blida, Municipality of Blida and which is classified as zone III according to Algerian earthquake rules 99 /modified 2003. The bracing of the structure is ensured by a system of gantries braced by reinforced concrete sails. The dimensioning and calculation of reinforcement of the various elements composing the structure, comply with the applicable rules namely the BAEL91 modify 99 and the CBA93. The study of dynamic behavior under the effect of seismic action was carried out using ETABS software. Indeed, to ensure good dynamic behavior of our building, the correct arrangement of the bracing sails is more important than the number of these sails to ensure proper ductility of the structure, structural quality essential in areas of high seismicity.

الملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة مبنى مكون من طابق ارضي زائد تسعة طوابق (R + 9) للاستخدام السكني يقع بولاية البليدة بلدية البليدة والمصنف بالمنطقة الثالثة حسب قواعد الزلازل الجزائرية RPA 99 / معدل 2003. يتم ضمان دعامة الهيكل من خلال نظام أعمدة وروافد مدعمة بحجابات من خرسانة مسلحة. حساب أبعاد وتسليح العناصر المختلفة التي يتكون منها الهيكل، يتوافق مع القواعد المعمول بها هي BAEL 91 المعدل في 99 و CBA93.

أجريت دراسة السلوك الديناميكي تحت تأثير الفعل الزلزالي باستخدام برنامج ETABS. في الواقع، لضمان السلوك الديناميكي الجيد للمبنى، فإن الترتيب الصحيح للحجابات الداعمة هو أكثر أهمية من عدد هذه الجدران، من أجل ضمان ليونة مناسبة للهيكل، وهي جودة هيكلية أساسية في المناطق ذات الزلازل العالية.

Sommaire :

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale01

Chapitre 1 : Présentation du projet

1.1. Introduction générale	04
1.2. Présentation de l'ouvrage.....	04
1.3. Caractéristique des matériaux.....	07
1.4. Hypothèse de calcul	13

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.1. Introduction	15
2.2. Pré dimensionnement des planchers	15
2.3. Evaluation des charges	16
2.4. Pré dimensionnement des poutres.....	19
2.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	22
2.6. Pré dimensionnement des voiles.....	35

Chapitre 3 : Ferrailage des éléments non structuraux

3.1. Introduction.....	37
3.2. L'acrotère	37
3.3. Balcon	38
3.4. Plancher en corps creux.....	40
3.5. Escaliers	43
3.6. Poutre palière	46
3.7. Dalle machine.....	47

Chapitre 4 : Etude sismique

4.1. Introduction.....	50
4.2. Caractéristique dynamique	50

4.3. Présentation du programme ETABS	51
4.4. Etude sismique	53
4.5. Disposition des voiles de contreventement	61
4.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	74
4.7. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique.....	76

Chapitre 5: Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction	79
5.2. Ferrailage des poteaux	79
5.3. Ferrailage des poutres	90
5.4. Ferrailage des voiles	103

Chapitre 6 : Etude de fondation

6.1. Introduction	124
6.2. Classification des fondations	124
6.3. Facteurs de choix du type de fondation.....	125
6.4. Calcul des fondations	126
6.4.1. Choix de fondations.....	126
6.4.2. Ferrailage de radier.....	142
6.4.3. Etude de voiles périphérique.....	152
6.4.4. Calcul de la longrine	153

Conclusion générale.....157

Références bibliographiques

Annexes et plans

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99	8
Tableau 1.2. Propriétés mécaniques de l'acier.....	11
Tableau II.1. Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux	17
Tableau II.2. Charge permanente et surcharge des planchers courants en corps creux...	17
Tableau II.3. Charges permanentes et surcharge du plancher terrasse en dalle plein	18
Tableau II.4 : Charges permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine	18
Tableau II.5. Charges permanente et surcharge du plancher (sous-sol)en dalle pleine....	19
Tableau II.6. Charges permanentes des murs extérieurs	19
Tableau. II.7. Dégression des charges d'exploitation	24
Tableau II.8. Résultat de la loi de dégression.....	24
Tableau. II.9. Résultats de la dégression des charges	33
Tableau II.10. Sections des poteaux centraux.....	34
Tableau III.1. Coefficient m depend de la nature de la dalle.....	39
Tableau III.2. Type des poutrelles étudiées.....	42
Tableau IV.1. Facteur de qualité Q de la structure	59
Tableau IV.2. Paramètres sismiques	60
Tableau IV.3. Vérification des périodes	64
Tableau IV.4. Pourcentage de participation massique	64
Tableau IV.5. Calcul de la force sismique	65
Tableau I V.6. Vérification de la résultante de force sismique.....	65
Tableau IV.7.Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X	66
Tableau IV.8.Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y	67
Tableau IV.9. Vérification des périodes	70
Tableau IV.10. Pourcentage de participation massique	71
Tableau IV.11. Calcul de la force sismique	72
Tableau IV.12. Vérification de la résultante de la force sismique	72
Tableau I V.13. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X.....	73
Tableau IV.14. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y.....	73
Tableau IV.15. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X.....	75

Tableau IV.16. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y	76
Tableau IV.17. Vérification du coefficient du comportement dans le sens X	77
Tableau IV.18. Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y	77
Tableau IV.19. Vérification de la portance vis-à-vis des charges verticales	77
Tableau V.1. Section d'armatures des poteaux (Nmax , M corr)	81
Tableau V.2 : Section d'armatures des poteaux (Mmax, Ncorr.)	81
Tableau V.3 : Section d'armatures des poteaux (Nmax,Mcorr)	81
Tableau V.4 : Sections d'armatures des poteaux (Mmax,Ncorr)	82
Tableau V.5 : Section d'armatures des poteaux (Nmax,Mcorr)	82
Tableau V.6 : Section d'armatures des poteaux (Nmax, Mcorr)	82
Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux.....	83
Tableau V.8 : Vérifications des contraintes (Nmax,Mcorr.....	83
Tableau V.9 : Vérifications des contraintes (Mmax, Ncorr.....	83
Tableau V.10 : Vérification de sollicitation normale	84
Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement	85
Tableau V.12: Espacement maximal déterminé par RPA 99/version 2003	87
Tableau V.13 : Choix des armatures transversales des poteaux	87
Tableau V.14 : Ferrailage des poutres porteuses.....	92
Tableau V.15: Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses.....	93
Tableau V.16 : Vérification de la condition de non fragilité	94
Tableau V.17: Vérification des contraintes des poutres	95
Tableau V.18. Vérification de la contrainte de cisaillement	95
Tableau V.19 : Choix des armatures transversales	97
Tableau V.20 : Vérification de la flèche	99
Tableau V.21 : Vérification de la flèche (fv).....	100
Tableau V.22. Caractéristiques des voiles en L et en U	120
Tableau V.23. Ferrailage des voiles en L et en U	121
Tableau V.24.: Vérification des contraintes limite du béton	122
Tableau V.25: Vérification de l'effort tranchant des voiles	122
Tableau VI.1: Section des semelles isolées	129

Tableau VI.2 :Dimensions des semelles filantes.....	131
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	141
Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	142
Tableau VI.5 : Calcul des moments.....	144
Tableau VI.6: Ferrailage de la dalle	145
Tableau VI. 7: Vérification des contraintes	145
Tableau VI.8: Ferrailage final de la dalle	146
<i>Tableau VI.9 : Vérification des contraintes</i>	<i>146</i>
Tableau VI.10: Ferrailage des nervures sens X-X.....	147
Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens Y-Y	147
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS	148
Tableau VI.13 : Ferrailage final des nervures	148
Tableau VI.14 : Ferrailage du débord	152
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes du débord	152

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	11
Figure II.1: Section réduite du poteau.....	26
Figure II.2: Surface revenant au poteau de rive (poteau N-16)	27
Figure II.3. Surface revenant au poteau d'angle (poteau N-15).....	28
Figure II.4. Surface revenant au poteau central (poteau M-16)	28
Figure II.5 : Plan de coffrage de poteau central (poteau M-16).....	28
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.....	35
Figure III.1 : Acrotère en béton armé.....	37
Figure III.2. Ferrailage de l'acrotère	38
Figure III.3 : Schéma statique d'un balcon	39
Figure III.4 : Dimensions du balcon	40
Figure III.5 : Ferrailage du balcon	40
Figure III.6 : Coupe horizontale d'une poutrelle	41
Figure III.7 : Dimensions des poutrelles du plancher en corps creux.....	42
Figure III.8 : Schémas de ferrailage des poutrelles	43
Figure III.9 .Schéma statique de l'escalier.....	45
Figure III.10 : Schéma de ferrailage des escaliers	45
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	47
Figure III.12 : Dimensions de l'ascenseur.....	47
Figure III.13: Ferrailage de la dalle machine	48
Figure IV.1 : Spectre de réponse	56
Figure IV.2 Modèle initial de disposition des voiles	62
Figure IV.3. Comportement des trois premiers modes du modèle initial.....	63
Figure I V.4. Modèle final de disposition des voiles de contreventement	68
Figure IV.5. Comportement des trois premiers modes du modèle final	69
Figure IV.6. Evaluation des effets du second ordre.....	74
Figure V.1 : ferrailage des poteaux (45*45 cm ²)	88

Figure V.2 : ferrailage des poteaux (55*55 cm²)	88
Figure V.3 : ferrailage des poteaux (40*40 cm²)	89
Figure V.4 : ferrailage des poteaux (35*35 cm²)	89
Figure V.5. Disposition des armatures des poteaux.....	90
Figure V.6 : ferrailage des poutres porteuses	102
Figure V.7 : ferrailage des poutres non porteuses	103
Figure V.8. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	106
Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	107
Figure V.10: Dispositif des voiles	111
Figure V.11: Schémas de ferrailage du voile en L VX1	116
Figure V.12: Schémas de ferrailage du voile en U VY3	120
Figure IV.1.Type des fondations superficielles	125
Figure IV.2. Dimensions de la semelle isolée.....	128
Figure IV.3 : Disposition des poteaux	128
Figure IV.4.Semelle filante	130
Figure IV.5 : Radier en béton armé	133
Figure VI.6.Schéma statique du bâtiment	139
Figure VI.7.Contrainte sous radier	141
Figure VI.8.Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.....	142
Figure VI.9.Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de un mètre	146
Figure VI.10.Ferrailage des nervures sens X-X.....	150
Figure VI.11.Ferrailage des nervures sens Y-Y.....	151
Figure VI.12.Ferrailage du voile périphérique	153
Figure VI.13.Ferrailage de longrine	155

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.

- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y, Y_I : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction Générale

Introduction générale

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles qui affecte la surface de la terre, les secousses sismiques qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées.

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions sismiques est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portiques, de voiles ou des deux en même temps.

En effet, une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût. Le calcul structurel vise trois objectifs :

- La structure doit être en sécurité. Toute personne exige à ce que la structure qu'elle occupe soit en sécurité et ne menace pas d'effondrement (sécurité adéquate).
- La structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (durabilité adéquate).
- troisièmement : la structure doit être économique, que ce soit du point de vue coût de construction ou de maintenance dans le temps (économie adéquate).

Pour satisfaire les exigences énoncent ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à la conception et calcul de ferrailage des éléments structuraux et non-structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation composé de rez-de-chaussée plus neuf étages (R+9), situé à la wilaya de Blida, commune de Blida, et contreventé par un système de contreventement portiques contreventés par des voiles en béton armé.

Le Mémoire est constitué de six chapitres.

Introduction générale

- Le Premier chapitre est une présentation de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques géométriques, ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux (acier-béton) et les différentes hypothèses de calcul utilisées en béton armé.
 - Le deuxième chapitre présente l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges et le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux et poutres).
 - Le ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, escaliers, balcon et planchers) fait l'objet du troisième chapitre.
 - Nous présentons au quatrième chapitre l'étude sismique et le choix de la méthode de calcul, nous avons utilisé le logiciel de calcul des structures ETABS, pour déterminer les sollicitations.
 - Le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) a été présenté au chapitre cinq.
 - Le choix de type de fondation nécessaire pour fonder notre structure, et le ferrailage de fondation est présenté au dernier chapitre.
- Et on termine notre étude, par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.

Chapitre 1

Présentation du projet

1.1. Introduction

Nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé.

L'étude de ce projet comprend la partie conception et calcul de ferrailage des éléments résistants (voiles, portiques et fondations) et les éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère...) ainsi que l'étude dynamique pour définir le comportement de la structure sous l'action sismique. Le calcul sera fait conformément au Règles Parasismique Algériennes RPA 99 /version 2003 et aux règles de béton armé en vigueur BAEL 91 /modifié 99 et CBA 93 avec l'utilisation du logiciel ETABS.

1.2. Présentation de l'ouvrage

1.2.1. Classification de l'ouvrage

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus neuf étages à usage d'habitation (R+9) avec terrasse inaccessible. L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Blida, commune de Blida.

1.2.1.1. Classification selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Selon RPA 99 /version 2003 tout ouvrage qui relève du domaine d'application doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après :

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale (bâtiments des établissements publics de santé, bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours...), groupe 1B : ouvrages de grande importance (bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux...), groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne (autres bâtiments pouvant accueillir au plus de 300 personnes simultanément, parking de stationnement publics...) et groupe 3 : ouvrage de faible importance (constructions provisoires, bâtiments à risque limité pour les personnes...).

Le bâtiment étudié à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc il est classé selon RPA 99 /version 2003 dans le « groupe 2 ».

1.2.1.2. Classification selon la zone sismique

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante. Cette répartition est précisée par wilaya et par commune dans [1], soit : Zone 0 : sismicité négligeable, Zone I : sismicité faible, Zone II a et IIb : sismicité moyenne et Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est situé à Blida qui est classée comme zone III

1.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.2.2.1. Dimension en plan

La structure présente une forme irrégulière en plan dont les dimensions en projections sont :

- Longueur totale suivant le sens longitudinal Y-Y' :28.60 m
- Largeur totale suivant le sens transversal X-X' :23.75m

1.2.2.2. Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : 41.97 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 4.42 m
- Hauteur de l'étage courant : 1^{er} et 3^{ème} H = 4.42m / 2^{ème}, 4^{ème} à 9^{ème} H = 3.57m
- Hauteur de l'acrotère : 1 m
- Hauteur du sous sol : 3.06m

1.2.3. Ossature de l'ouvrage

Le système de contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, tout en justifiant l'interaction portiques-voiles pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques). Selon RPA 99 /version 2003 notre ouvrage est un système de contreventement de *type 4a*.

Pour ce type de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

1.2.4. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le bâtiment comporte deux types de planchers :

- **Plancher à corps creux pour les panneaux réguliers.**
- **Plancher à dalle pleine pour les panneaux irréguliers.**

1.2.4.1. Planchers à corps creux (étages courants)

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriqués en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

1.2.4.2 Planchers en dalle pleine

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

1.2.5. Terrasse

La terrasse de notre bâtiment est une terrasse inaccessible.

1.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée au niveau de nos chantiers est en brique creuses. Dans notre ouvrage, Les murs sont réalisés en deux types :

1.2.6.1. Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigides, elles sont constituées de :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

1.2.6.2. Murs intérieurs

Ils sont constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

1.2.7. Revêtement

Le revêtement de notre structure est composé de plusieurs matériaux :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2cm pour les différents planchers et escaliers.
- Enduit de plâtre de 2cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

1.2.8. Escalier

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents de construction, dans notre ouvrage les escaliers sont constitués de deux volées droites et un palier de repos (la cage d'escalier commence de rez-de-chaussée jusqu'à 9^{ème} étage).

1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

1.3.1. Béton

Le béton est un matériau complexe obtenu en mélangeant : un liant qui est généralement du ciment, du sable et des matériaux pierreux, de l'eau et éventuellement des adjuvants. Ce mélange "fait prise" (il se solidifie), puis durcit (il devient résistant). Ce matériau ainsi obtenu résiste très bien à la compression mais sa résistance à la traction est considérablement faible. Sa résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa, alors que sa résistance à la traction n'est que de l'ordre de 2 à 4 MPa. Pour pallier à cette insuffisance, on est conduit à associer au béton un matériau possédant une meilleure résistance à la traction : l'acier qui résiste très bien aux deux sollicitations.

La composition courante d' 1 m³ du béton ordinaire est approximativement la suivante :

- 350 Kg de ciment de type CPJ 42.5
- 400 litres de sable $D_g < 5$ mm
- 800 litres de gravillons 3/8 et 8 /15
- 175 à 180 litres d'eau de gâchage.

Le béton employé dans les constructions en béton armé doit posséder des propriétés physico-mécaniques bien déterminées ; il doit être **résistant**, présenter une bonne **adhérence** aux armatures et très convenables **compact** et **étanche** pour protéger les aciers contre la corrosion.

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c 28} = 25 \text{ MPa}$$

Ce projet a été réalisé avec un béton de résistance à la compression de 25 MPa.

1.3.1.1. Résistance à la compression

D'une manière générale, la résistance du béton dépend d'un grand nombre de facteurs et peut varier dans de larges limites pour des bétons de même composition confectionnés dans des conditions similaires. Cette résistance dépend de l'âge du béton, des conditions de son durcissement, de la forme et des dimensions des éprouvettes, et du type de sollicitations.

Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, donnant une section de 200 cm², écrasées en compression. La nature et les dimensions des éprouvettes sont celles préconisées pour les normes AFNOR.

Lors de l'établissement des projets, la qualité du béton qui sera mis en place est inconnue à priori. Le règlement BAEL99 admet les résistances caractéristiques suivantes pour des conditions de chantier courantes.

Tableau 1.1. Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 91 /modifié 99.

Qualité du béton	Dosage en ciment (Kg /m ³)	Résistance moyenne (MPa)	Résistance caractéristique à 28 j (MPa)	
			Compression	Traction
Béton de faible résistance	300	20 à 25	16	1.6
Béton courant	350	25 à 30	20	1.8
Béton de résistance modérée	375	30 à 35	25	2.1
Résistance élevée (BHP)	400 + Adjuvant	40 à 50	30	2.4

1.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est gouvernée par les trois paramètres suivants :

- La résistance des gros granulats, c'est-à-dire la capacité des granulats à résister aux Contraintes de traction qui lui sont appliquées.
- L'adhérence entre le granulat et la pâte de ciment durcie.
- La forme des granulats ; les formes allongées et plate, ne résistent pas à la fissuration.

La résistance à la traction est en générale 10 à 12 fois plus faible que celle à la compression du béton. La mesure directe de la résistance du béton à la traction est difficile à réaliser. On peut citer trois méthodes permettant de déterminer la résistance du béton à la traction.

a- Essai de traction directe

L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction mais, il est entre autre, très délicat à réaliser. L'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

b- Essai de traction par flexion

Dans cet essai, un prisme de béton non armé, d'un élancement 4 (7x7x28 cm) reposant sur deux appuis, est soumis à un effort de flexion soit par application :

- D'une charge concentrée unique appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre). La charge étant placée au centre du prisme, l'essai est dit « *flexion à trois points* ».
- De deux charges concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). Les points d'applications de la charge étant placés aux tiers de la portée, l'essai est dit « *flexion quatre points* ».

c- Essai de traction par fendage (essais Brésilien)

Lors de l'essai de fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation: $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa

1.3.1.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul**a- Etat Limite Ultime (E.L.U)**

L'E.L.U correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées par les coefficients de pondération et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites des ruptures minorées.

Au diagramme réel, on substitue un diagramme non linéaire dit "*parabole-rectangle*" pour le calcul. Ce diagramme, qui représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement est constitué de :

- Entre les abscisses 0 et 2 ‰, par un arc de parabole du second degré passant par l'origine et de sommet A, ce sommet ayant pour coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$
- Entre les abscisses 2 ‰ et 3.5 ‰ par une horizontale d'ordonnée:

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

θ = coefficient qui tient compte de la durée du chargement.

$\theta = 1$ quand la durée probable du chargement est $> 24h$.

$\theta = 0.9$ quand cette durée est comprise entre 1h et 24h.

γ_b = coefficient de sécurité du matériau béton; il tient compte d'éventuels défauts ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie préalablement au laboratoire.

$\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables (presque dans tous les cas) ; $\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles.

Pour une section rectangulaire ou en T, la contrainte ultime du béton en compression est:

$$f_{bu} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

Pour une section circulaire ou triangulaire: $f_{bu} = (0.80 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$

Le coefficient de minoration 0.85 (ou 0.80) tient compte du risque d'altération du béton sur les parement comprimé et du fait que la résistance caractéristique est déterminée à partir de l'application de charges instantanées aux éprouvettes alors qu'en réalité les charges sont de longue durées et donc ceci entraîne une diminution de la résistance réelle.

1.3.1.4. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité E_b)

- Sous charges instantanées (durée d'application inférieure à 24heures).

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec E_{ij} et f_{cj} (résistance caractéristiques à j jours) en MPa.

- Sous charges de longue durée d'application: le module de déformation du béton à J jours est

$$\text{pris égal à: } E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

1.3.1.5. Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton, de longueur L à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal ΔL , mais également un gonflement transversal.

Si "a" est la dimension initiale du coté de l'éprouvette, cette dimension devient $\Delta a + a$.

Variation du cote de la section / raccourcissement unitaire : $\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta l / l}$

On admet que, pour un béton fissuré (E.L.U) : $\nu = 0$, et pour un béton non fissuré (E.L.S) :

$\nu = 0.2$.

1.3.2. Acier

Pour combler le manque de résistance à la traction du béton, on lui associe l'acier pour reprendre les efforts de traction.

Dans notre étude on utilise des armatures à haute adhérence (HA) pour les armatures (longitudinales et transversales) ayant une limite élastique

$$f_e = 400 \text{MPa}$$

Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le Tableau 1.2.

Tableau 1.2. Propriétés mécaniques de l'acier

Aciers	Désignations	Limites d'élasticité	Diamètre nominaux	Utilisation
Rond lisses (RL)	F _e E22 F _e E24	215 235	6-8-10-12-14- 16-20	Armatures transversales
Haute adhérence (HA)	F _e E40	400	6-8-10-12-14- 16-20-25-32-40	Armatures longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	≤ 6	Emplois courants pour : radiers, et dallage.

1.3.2.1. Contraintes limite de calcul

a - Contrainte limite à l'E.L.U

La Figure 1.3 présente la variation des contraintes de calcul σ_s en fonction de déformations

Des armatures longitudinales ϵ_s .

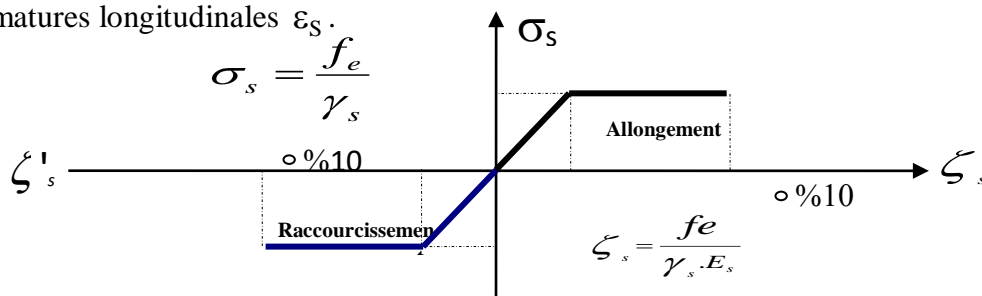


Figure 1.1. Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ Cas d'actions courantes} \\ 1.00 \text{ Cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

b- Contraintes limite à l'E.L.S

1- Cas où la fissuration est considérée **peu préjudiciable** ; ce cas s'applique pour les éléments de structures situés dans les locaux couverts et clos, non soumis aux condensations répétées, ou quand les éléments susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures. Pour ce cas, aucune vérification particulière n'est demandée.

2- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable pour les éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés dans une eau douce.

Pour ce cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} = \xi$$

η = coefficient de fissuration qui dépend de la qualité de l'adhérence acier-béton.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les barres à hautes adhérences.

3- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable quand les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité ; comme milieux agressifs on range l'eau de mer, l'atmosphère marine et les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Pour ces cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à : $\bar{\sigma}_s = 0.8 \cdot \xi$

1.3.2.2. Module d'Elasticité

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à 200000 MPa.

1.3.2.3. Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton

1.4. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- **Conservation des sections** : Les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation. C'est l'hypothèse classique de Navier Bernoulli, qu'est à la base de tous les calculs de flexion. Il en résulte que le diagramme des déformations est représenté par une droite et que la déformation d'une fibre est proportionnelle à sa distance à l'axe neutre.

- **Adhérence acier-béton**: on suppose qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. Il en résulte que chaque barre d'acier subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure ; cette gaine de béton étant supposée non fissurée pour les armatures tendues.

3- Le béton tendu est négligé dans les calculs: étant donné que la résistance à la traction du béton est faible, on néglige par mesure de sécurité, le béton tendu en considérant que sa résistance à la traction est nulle. Il en résulte que les contraintes de traction doivent être équilibrées par les efforts existant dans les armatures uniquement.

Chapitre 2

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

2.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux d'une construction est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 /version 2003, BAEL 91/modifié 99 et CBA 93. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet de la structure vers la base (*planchers, poutres, poteaux et voiles*).

2.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante
- Dalle pleine pour les balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

2.2.1. Condition de résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu

On adopte $e = 16 \text{ cm}$.

2.2.2. Isolation phonique

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On propose une épaisseur de **16 cm**.

2.2.3. Résistance à la flexion

2.2.3.1. Plancher à corps creux

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

L : la plus grande portée (entre nus d'appuis) des poutres principales, soit $L = 642 \text{ cm}$

$$642/50 \leq e \leq 642/40 \Rightarrow 12.84 \text{ cm} \leq e \leq 16.05 \text{ cm}$$

2.2.3.2. Dalle pleine

• Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

• Pour des dalles reposant sur deux appuis (les balcons) : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

$$\text{On a } L = 682 \text{ cm, } 682/35 \leq e \leq 682/30 \Rightarrow 19.49 \text{ cm} \leq e \leq 22.73 \text{ cm}$$

2.2.4. Condition de déformation (flèche)

L'épaisseur « e » est conditionnée par : $\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$635/25 \leq e \leq 635/20 \Rightarrow 21.4 \text{ cm} \leq e \leq 31.75 \text{ cm}$$

2.2.5. Conclusion

Concernant le pré-dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur **e = 20 cm**. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de **16 cm** et une dalle de compression de **4 cm**.
- Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de **15 cm** pour les balcons

2.3. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage selon le document technique DTR-B.C.2.2.

Notre bâtiment contient les types de planchers suivants :

- plancher terrasse inaccessible en corps creux (16+4) cm
- plancher étage en corps creux (16+4) cm
- plancher en dalle pleine.

2.3.1. Planchers en corps creux

Les Tableaux 2.1 et 2.2 présentent la charge permanente et la charge d'exploitation appliquées sur le plancher terrasse et les planchers des étages courants réalisés en corps creux et données par le document technique DTR B.C.2.2.

Tableau 2.1. Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
1	Protection en gravillons	20	0.05	1.00	1.00
2	étanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
3	Forme de pente	22	0.10	2.20	
4	Isolation thermique (liège)	4	0,04	0.16	
5	Plancher en corps creux	/	0.20	2.85	
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Σ		6.53			

Tableau 2.2. Charge permanentes et surcharge des planchers courants en corps creux

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	1.50
Mortier de Pose	20	0.02	0,40	
Lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en corps creux	/	0.20	2 .85	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Cloisons de distribution	9	0.10	0.90	
Enduit de ciment sur cloison	20	0.04	0.80	
Σ	6.54			

2.3.2. Plancher en dalle pleine

Les Tableaux 2.3, 2.4 et 2.5 présentent la charge permanente et la charge d’exploitation, appliquées sur le plancher terrasse, les planchers des étages courants et le plancher de sous-sols, réalisés en dalle pleine et données par le document technique DTR B.C.2.2.

Tableau 2.3. Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00	1.00
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.10	2.20	
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Σ	7.68			

Tableau 2.4. Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	1.50
Mortier de Pose	20	0.02	0.40	
lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
cloisons de distribution	9	0.10	0.90	
enduit de ciment sur cloison	20	0.04	0.80	
Σ	7.25			

Tableau 2.5. Charge permanente et surcharge du plancher « sous-sol » en dalle pleine

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	2.50
Mortier de Pose	20	0.02	0.40	
lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Σ	5.54			

2.3.3. Maçonnerie

Le Tableau 2.6 donne la charge permanente des murs extérieurs réalisés en double cloison.

Tableau 2.6. Charges permanentes des murs extérieurs

Désignation	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	20	0.02	0.40
Briques creuses	9	0.15	1.35
L'âme d'air	/	0.05	/
Briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en plâtre intérieur	10	0.02	0.20
Σ	/	/	2.85

2.4. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 /modifié 99, et les sections trouvées doivent être vérifiées les conditions imposées par le RPA99 /version 2003.

Les deux étapes principales de pré-dimensionnement sont résumées ci-dessous.

Selon le BAEL 91 /modifié 99

- La hauteur h de la poutre doit être : $L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$
- La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L_{\max} : La plus grande portée de la poutre (entre nus d'appuis)

Soit $L_{\max} = 6.42$ m de poutre principale et $L_{\max} = 6.35$ m de poutre secondaire.

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.

Selon le RPA 99 /version2003

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

2.4.1. Poutres principale

- Vérification selon le BAEL91 /modifié 99

$$42.8 \text{ cm} \leq h \leq 64.2 \text{ cm}$$

$$12.84 \text{ cm} \leq b \leq 44.94 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(30 x 45) cm²**.

- Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 1.5 \leq 4$$

} les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

2.4.2. Poutres secondaire

- Vérification selon le BAEL91 /modifié 99

$$42.3 \text{ cm} \leq h \leq 63.5 \text{ cm}$$

$$12.69 \text{ cm} \leq b \leq 44.45 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(30x 45) cm²**.

- Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$\left. \begin{array}{l} h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

2.4.3. Poutres palières

La poutre palière est une poutre qui soutient le palier d'un escalier (située sous le palier de repos). Dans notre bâtiment on a trois types d'escalier, escalier droit avec marche balancée ; escalier à volée droite avec palier intermédiaire ; escalier avec deux paliers. Le pré-dimensionnement de cette poutre se fait de la même démarche que la poutre principale et secondaire.

a)- 1^{er} type escalier droit avec marche balancée

- Vérification selon le BAEL91 /modifié 99 : $L_{\max} = 6.07\text{m}$

$$40.46 \text{ cm} \leq h \leq 60.7 \text{ cm}$$

$$12.14 \text{ cm} \leq b \leq 42.49 \text{ cm}$$

On choisit une section **(30 x 45) cm²**.

- Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$\left. \begin{array}{l} h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

b)- 2^{ème} type escalier à volée droite avec palier intermédiaire

- Vérification selon le BAEL91 /modifié 99 : $L_{\max} = 6.20\text{m}$

$$41.33 \text{ cm} \leq h \leq 62 \text{ cm}$$

$$12.10 \text{ cm} \leq b \leq 43.40 \text{ cm}$$

On choisit une section **(30 x 45) cm²**.

- Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$\left. \begin{array}{l} h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

c)- 3^{ème} type escalier avec deux palier

- Vérification selon le BAEL91 /modifié 99 : $L_{\max} = 3.85\text{m}$

$$25.66 \text{ cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm}$$

$$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 26 \text{ cm}$$

On choisit une section **(25 x 35) cm²**

- Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.4 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

2.4.4. Conclusion

Le choix final des dimensions des poutres est le suivant :

- Poutres principale : **(30 x 45) cm²**.
- Poutre secondaire : **(30x 45) cm²**.
- Poutre palière : 1^{er} type **(30x 45) cm²**.
- Poutre palière : 2^{eme} type **(30x 45) cm²**.
- Poutre palière : 3^{eme} type **(25x 35) cm²**.

2.5. Pré-dimensionnement des poteaux

2.5.1. Principe de pré-dimensionnement

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple, en choisissant le poteau central, le poteau d'angle et le poteau de rive les plus sollicités de la structure. Chaque type de ces poteaux supporte une surface du plancher chargé. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge et on

Appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

2.5.2. Etapes de pré-dimensionnement

Les étapes de pré-dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple.
- La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003[2].

2.5.3. Loi de dégression des charges d'exploitation

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations [8].

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n **numérotés à partir du sommet du bâtiment**. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... Q_0
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Lorsque **les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages**, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de **10 %** par étage jusqu'à **0.5 Q**, valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableaux 2.7 et 2.8 résument la loi de dégression appliquée dans le cas de notre bâtiment.

Tableau 2.7. Dégression des charges d'exploitation

Niveau des planchers	Q_i	$\sum Q_i$
T	Q_0	Q_0
9	Q_1	Q_0+Q_1
8	Q_2	$Q_0+Q_1+0.9Q_2$
7	Q_3	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3$
6	Q_4	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4$
5	Q_5	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5$
4	Q_6	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6$
3	Q_7	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5(Q_6+Q_7)$
2	Q_8	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5(Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$
1	Q_8	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5(Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$
RDC	Q_8	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5(Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$
SS	Q_8	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5(Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})$

Tableau 2.8. Résultat de la loi de dégression

Niveau	Q (KN/m ²)	
	Avant dégression	Après dégression
Terrasse	1.0	1.00
N ₉	1.5	2.50
N ₈	1.5	3.85
N ₇	1.5	5.05
N ₆	1.5	6.10
N ₅	1.5	7.00
N ₄	1.5	7.75
N ₃	1.5	8.50
N ₂	1.5	9.28
N ₁	1.5	10.05
RDC	1.5	10.75
SS	1.5	11.56

2.5.4. Dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec

* N_u : effort normal ultime (compression) $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

* B : surface de la section rectangulaire du béton ($B = a \times b$).

* B : surface de la section circulaire du béton ($B = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 \cdot \pi$).

* \emptyset : diamètre du poteau circulaire.

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.50$).....situation durable.

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.

* f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400MPa$).

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25MPa$).

* A_s : section d'acier comprimée.

* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur

Sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$) [m^2].

➤ Selon leBAEL91- modifié 99

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.066 N_u$$

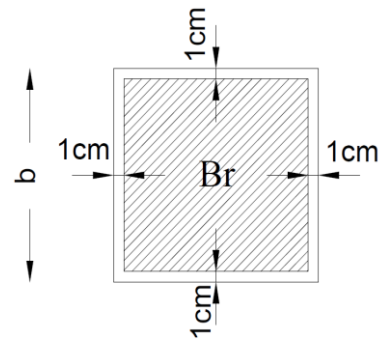


Figure 2.1: Section réduite du poteau

➤ Le minimum requis par “RPA99 version 2003”

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} \min(a ; b) &\geq 30cm \\ \min(a ; b) &\geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4cm \end{aligned} \right.$$

Avec

$(a ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

➤ L'état limite de service

On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL 99.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots (2.2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à L'E.L.S tel que $N_{ser} = N_G + N_Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : La section d'acier qui sera prise à 1%B. (zone III)

σ_{ser} : La contrainte de compression à L'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots (2.3)$$

2.5.5. Surfaces revenants aux poteaux

2.5.5.1. Poteau de rive (N-16)

La surface du plancher revenant au poteau de rive le plus sollicité est :

$$S = 6.19 * 3.82 = 23.64 \text{ m}^2.$$

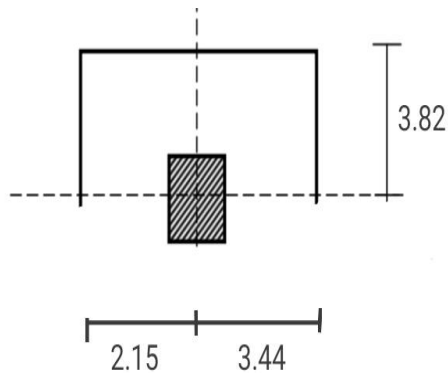


Figure 2.2. Surface revenant au poteau de rive (poteau N16)

2.5.5.2. Poteau d'angle (N-15)

La surface du plancher revenant au poteau d'angle le plus sollicité est :

$$S = (6.82/2) * (6.88/2) = 11.73 \text{ m}^2$$

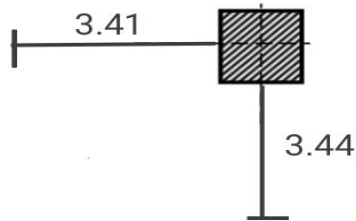


Figure 2.3. Surface revenant au poteau d'angle (poteau N15)

2.5.5.3. Poteau central (M-16)

La surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité est :

$$S = (2.87+3.41) * (2.75*3.44) = 38.87\text{m}^2$$

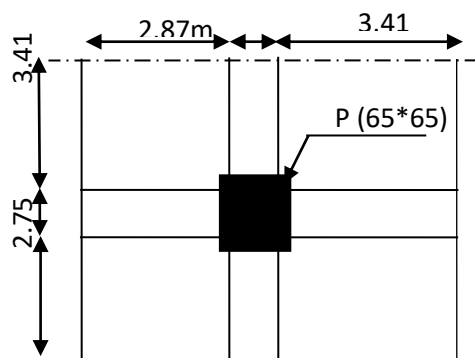


Figure 2.4. Surface revenant au poteau central (poteau M16)

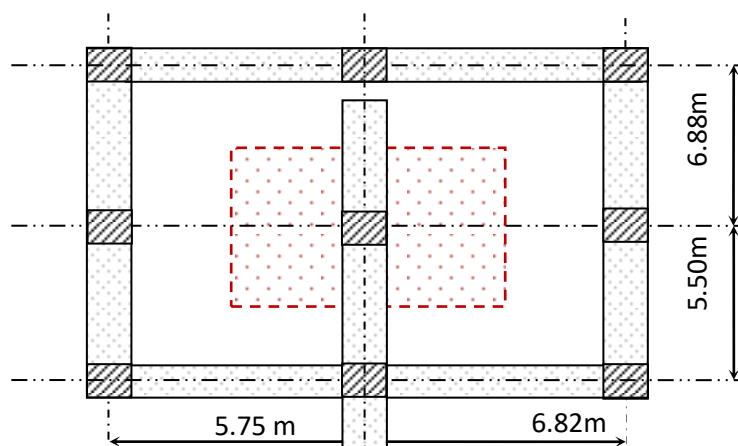


Figure 2.5. Plan de coffrage de poteau central (poteau M16)

2.5.5.4. Poteau circulaire (M-16)

La surface du poteau circulaire est :

$$S = \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \pi = \left(\frac{0.65}{2}\right)^2 \cdot \pi = 0.33m^2 = 3318cm^2$$

2.5.5.5.. Conclusion

Le poteau central (M-16) est le plus sollicité parmi les trois types des poteaux, à une surface de participation $S = 38.87 m^2$, on majore cette surface de **15 %** pour prendre en compte le poids des éléments porteurs (poutres et poteaux) soit : $S = 1.15 \times 38.87 = 44.70 m^2$.

2.5.6. Calcul des charges**2.5.6.1. Charges permanente****Niveau T**

Poids plancher terrasse $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281KN$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 * 0.45 * 6.42 \times 25 = 21.67KN$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 * 0.45 * 6.35 \times 25 = 21.43KN$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71KN$

$$N_{G1T} = 334.09KN$$

Niveau 9

Poids revenant Niveau T : $N_{G1T} = 334.09KN$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281KN$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 * 0.45 * 6.42 \times 25 = 21.67KN$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 * 0.45 * 6.35 \times 25 = 21.43KN$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71KN$

$$N_{G2T} = 414.90kN$$

Niveau 8

Poids revenant 9^{ème} étage T : $N_{G1T} = 414.90KN$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71 \text{KN}$

$$N_{G3T} = 495.71 \text{kN}$$

Niveau 7

Poids revenant 8^{ème} étage: $N_{G1T} = 495.71 \text{KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71 \text{KN}$

$$N_{G4T} = 576.52 \text{kN}$$

Niveau 6

Poids revenant 7^{ème} étage : $N_{G2T} = 576.52 \text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71 \text{KN}$

$$N_{G5T} = 657.33 \text{kN}$$

Niveau 5

Poids revenant 6^{ème} étage : $N_{G2T} = 657.33 \text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71 \text{KN}$

$$N_{G6T} = 738.14\text{kN}$$

Niveau 4

Poids revenant 5^{ème} étage : $N_{G2T} = 738.14\text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281\text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43\text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71\text{KN}$

$$N_{G7T} = 818.95\text{kN}$$

Niveau 3

Poids revenant 4^{ème} étage : $N_{G2T} = 857.38\text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281\text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43\text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71\text{KN}$

$$N_{G8T} = 938.19\text{kN}$$

Niveau 2

Poids revenant 3^{ème} étage : $N_{G2T} = 938.19\text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281\text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43\text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 4.42 = 46.68\text{KN}$

$$N_{G9T} = 1027.97\text{kN}$$

Niveau 1

Poids revenant 2^{ème} étage : $N_{G2T} = 1027.97\text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281\text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.57 = 37.71 \text{KN}$

$$N_{G10T} = 1108.78 \text{kN}$$

Niveau 0

Poids revenant 1^{ème} étage : $N_{G2T} = 1108.78 \text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 4.42 = 46.68 \text{KN}$

$$N_{G11T} = 1198.56 \text{kN}$$

Niveau -1

Poids revenant RDC : $N_{G2T} = 1198.56 \text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 4.42 = 46.68 \text{KN}$

$$N_{G12T} = 1288.34 \text{kN}$$

Niveau -2

Poids revenant SOUS SOL : $N_{G2T} = 1288.34 \text{kN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 38.87 = 253.281 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.45 \times 6.42 \times 25 = 21.67 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.45 \times 6.35 \times 25 = 21.43 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.06 = 32.32 \text{KN}$

$$N_{G13T} = 1363.76 \text{kN}$$

Nota: le poteau central est majoré entre 10% et 15% (B.A.E.L) [2]

$$N_{GT} = N_{G13T} + (N_{G13T} * 0.15) = 1568.32KN$$

2.5.6.2. Charges d'exploitation

Le Tableau 2.9 présente la charge d'exploitation dans chaque niveau ($N_Q = S \times Q$) après dégression des charges.

Tableau. 2.9. Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q (KN/m ²)	N _Q (KN)
T	1.00	38.87
N ₉	2.50	97.17
N ₈	3.85	149.64
N ₇	5.05	196.293
N ₆	6.10	237.107
N ₅	7.00	272.09
N ₄	7.75	301.24
N ₃	8.50	330.395
N ₂	9.28	360.71
N ₁	10.05	390.64
RDC	10.75	417.85
SS	11.56	449.337

Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon

RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le Tableau 2.10

Tableau 2.10. Section des poteaux centraux

Niveau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	$a = b$ (cm)	N_{ser} (KN)	Choix	Vérification σ_{ser}
T	334.09	38.87	509.33	336.16	18.35	372.96	35*35	0.96
9	414.90	97.17	705.87	465.87	21.60	512.07	35*35	0.96
8	495.71	149.64	893.67	589.82	24.31	645.35	35*35	0.95
7	576.52	196.293	1072.74	708.01	26.63	772.81	35*35	0.95
6	657.33	237.107	1243.06	820.42	28.66	894.44	40*40	0.95
5	738.14	272.09	1404.62	927.05	30.47	1010.23	40*40	0.95
4	818.95	301.24	1557.44	1027.91	32.08	1126.19	40*40	0.95
3	938.19	330.395	1762.15	1163.02	34.12	1268.59	45*45	0.95
2	1027.97	360.71	1928.82	1273.02	35.68	1388.68	45*45	0.95
1	1108.78	390.61	2082.77	1374.63	37.096	1499.39	45*45	0.95
RDC	1198.56	417.85	2244.83	1481.59	38.51	1616.41	55*55	0.95
SS	1288.34	449.337	2413.26	1592.75	39.93	1737.68	55*55	0.95

2.6. Pré-dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l’ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons utilisés les recommandations du **RPA99 version2003**. L’épaisseur minimale est de 15 cm, et elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

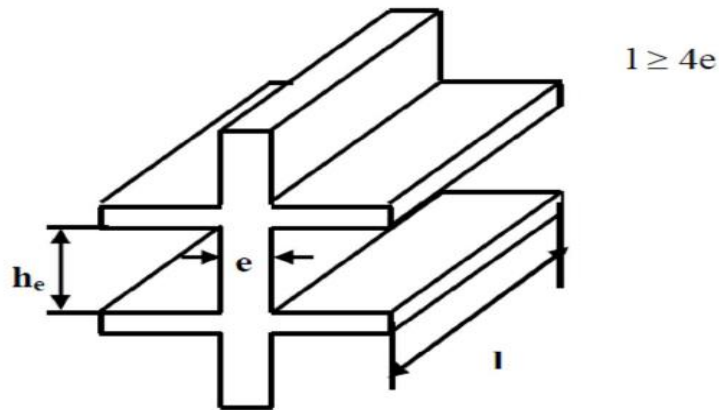


Figure 2.6. Coupe de voile en élévation

L’épaisseur du voile doit être vérifiée la relation suivante :

$$a_{\min} \geq \max \{15\text{cm}; h_e / 20\}$$

Avec :

h_e : hauteur d’étage.

a_{\min} : épaisseur de voile

- Pour le SS $h_e = (3.06-0.55)=2.51$ m
- pour l’étage courant 1^{er} et 3eme : $h_e = (4.42-0.55)=3.87$ m
- pour l’étage courant 2eme a 9eme $h_e = (4.09-0.55)=3.57$ m

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; (12.55 ; 19.35 ; 17.85) \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 19.35 \text{ cm.}$$

Conclusion

On adopte pour le SS et RDC et les étages courants

Chapitre 3

Ferrailage des éléments non structuraux

3.1. Introduction

Ce chapitre présente le calcul de ferrailage des éléments non structuraux qui n'assurent pas la stabilité et la résistance du bâtiment sous l'effet des charges (gravité, vent, séisme...). Ces éléments sont l'acrotère, les planchers en corps creux et en dalle pleine et les escaliers.

3.2. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est un élément de façade situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse, à la périphérie du bâtiment, et constituant des rebords ou garde-corps, pleins ou à claire-voie (Figure 3.1). Il est ferrillé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui représente la section dangereuse, et soumis à la flexion composée due aux sollicitations d'un effort normal produit de son poids propres, et une force horizontale produite de la main courante ou de l'effet sismique.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur ($b = 1\text{ m}$) avec les dimensions suivantes: la hauteur $h = 70\text{ cm}$ et l'épaisseur $e = 10\text{ cm}$.

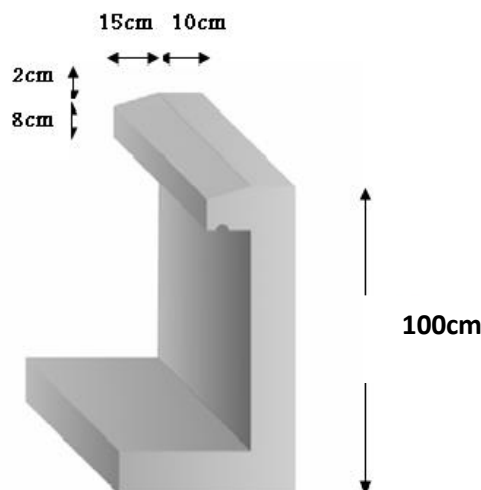
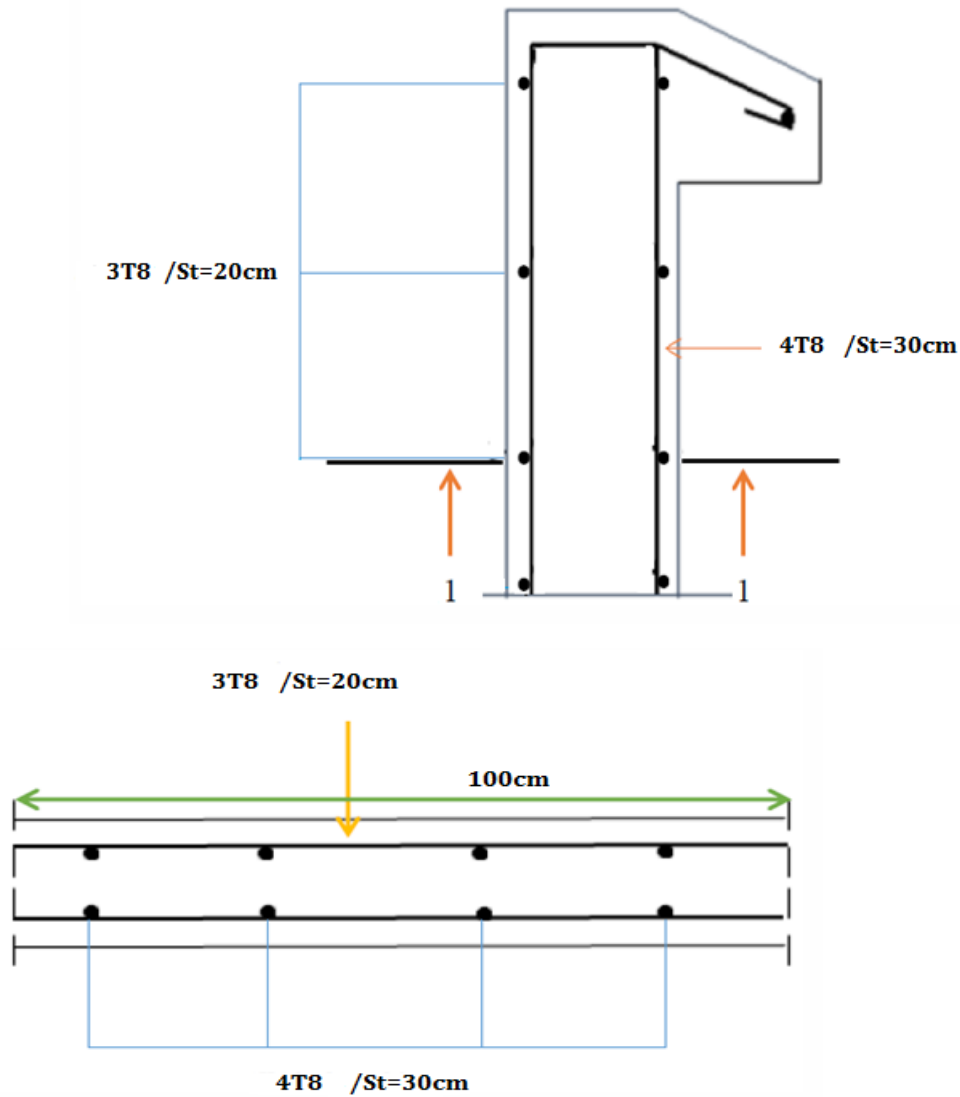


Figure 3.1 : Acrotère en béton armé.

Le calcul de ferrailage de l'acrotère est présenté dans l'Annexe 1.

La Figure 3.2 présente le schéma de ferrailage de l'acrotère.



Coupe 1-1 Figure 3.2. Ferraillage de l'acrotère

A. 3.2. Ferraillage du balcon

3.2.1. Introduction

Le **balcon** est un élément d'architecture consistant en une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment. Dans la plupart des cas, le **balcon** est à l'extérieur de l'édifice.

Le balcon de notre bâtiment est considéré comme une console en dalle pleine soumise à son poids propre, à la surcharge d'exploitation, à la charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps et à un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps (Figure 3.5).

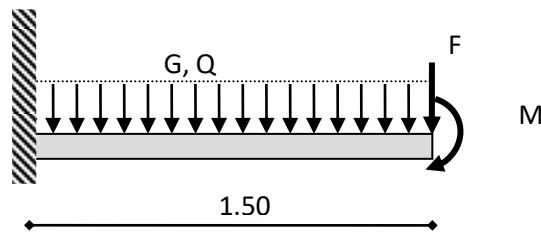


Figure 3.3 : Schéma statique d'un balcon

3.2.2. Pré-dimensionnement du balcon

Le dimensionnement des dalles, dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des conditions de résistance.

L'épaisseur de la dalle doit être vérifiée la formule suivante :

$$e = \frac{L_x}{m}$$

L_x : petite portée entre nus d'appui.

L_y : grande portée entre nus d'appui.

m : Coefficient qui dépend de la nature de la dalle, donnée par le Tableau 3.14. suivant (CBA 93)

Tableau 3.1 : Coefficient m dépend de la nature de la dalle

Dalle fléchie dans un seul sens		Dalle fléchie dans les deux sens	
Simplement appuyée	Continue	Simplement appuyée	Continue
25 - 35	30 - 40	30 - 40	35 - 45

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{6.84} = 0.21 < 0.4$$

✓ La dalle travaille dans **un seul sens**.

Dalle simplement appuyée et travaille dans un seul sens $m = 25 - 35$

$$\text{Calcul de l'épaisseur : } \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{25} \quad 4.25\text{cm} \leq e \leq 6\text{cm}$$

Pratiquement on prend : $e = 12 \text{ cm}$, et le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1 m .

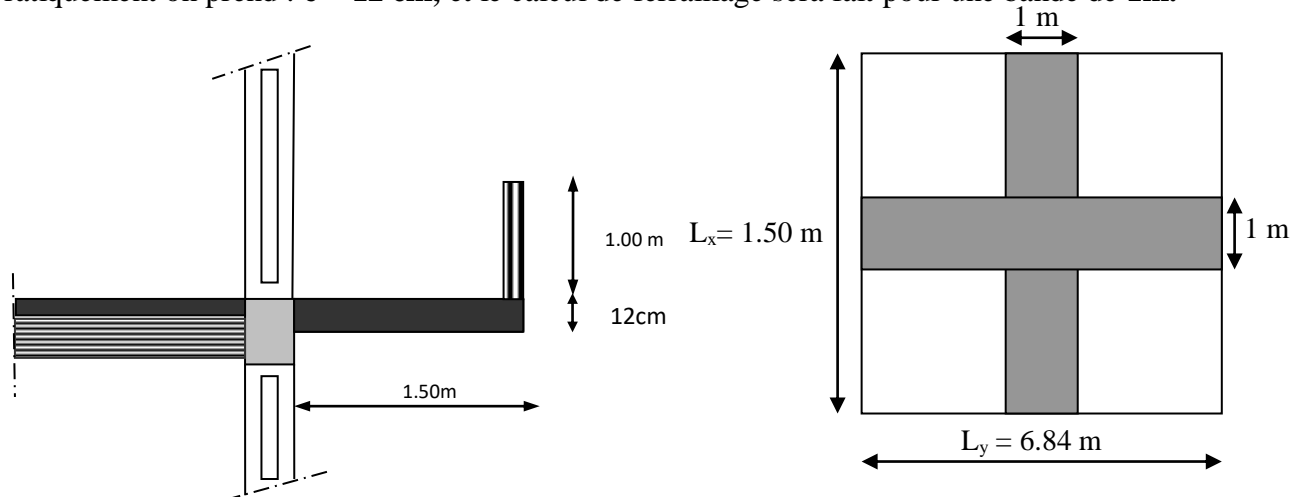


Figure 3.4 : Dimensions du balcon.

Le calcul de ferrailage du balcon est présenté dans l'Annexe 2.

Le schéma de ferrailage du balcon est présenté sur la Figure 3.7.

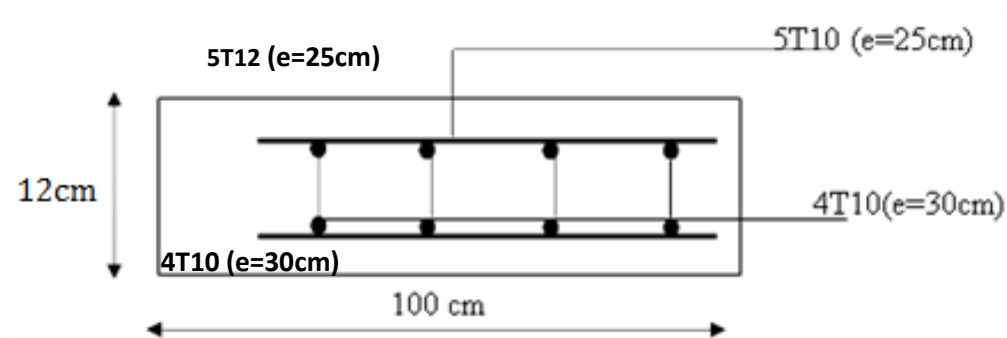


Figure 3.5 : ferrailage du balcon.

3.3. Plancher en corps creux

3.3.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Distribution des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

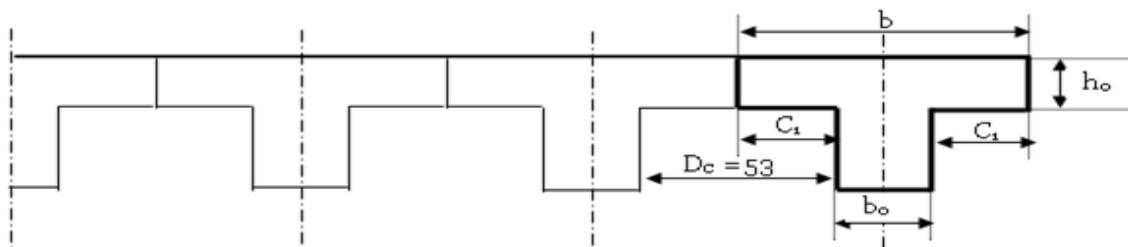
Les planchers à corps creux sont plus légers que les dalles pleines.

Les planchers en corps creux sont composés de trois éléments principaux : les poutrelles préfabriquées ou éléments porteurs, le corps creux ou élément de remplissage de dimensions et l'ourdis ou la table de compression de 5 cm d'épaisseur (h_0).

3.3.2. Dimensionnement des poutrelles

Dans le domaine du bâtiment et de la construction une poutrelle désigne un élément porteur d'un plancher béton. Elle est constituée de béton enrobant une ou plusieurs armatures. Le calcul des poutrelles se fait comme une poutre semi-encastree aux poutres de rives.

Les poutrelles en béton armé sont des sections en T (Figure 3.7), elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, elles sont disposées suivant



le plus grand nombre d'appuis parallèlement à la petite portée.

Figure 3.6 : Coupe horizontale d'une poutrelle

Le dimensionnement de la poutrelle se fait selon le règlement BAEL 91/modifié 99.

La largeur de la poutrelle est donnée par : $b = b_0 + 2C_1$

La largeur de la nervure b_0 est déterminée par la condition suivante : $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$

Avec h_t représente l'épaisseur du plancher (hauteur totale) égale à 25 cm. Soit $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Le corps creux utilisé pour le plancher est de longueur $D_c = 53 \text{ cm}$.

La longueur des ailes de poutrelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$C_1 \leq \min \begin{cases} L_{\max} / 10 = 635 / 10 = 63.5 \text{ cm} \\ (6 \div 8) h_0 = 30 \text{ cm à } 40 \text{ cm} \\ D_c / 2 = 53 / 2 = 26.5 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $C_1 = 26.5 \text{ cm}$, ce qui donne une largeur de : $b = 12 + 2(26.5) = 65 \text{ cm}$

La Figure 4.8 présente les dimensions des poutrelles des planchers en corps creux de notre bâtiment.

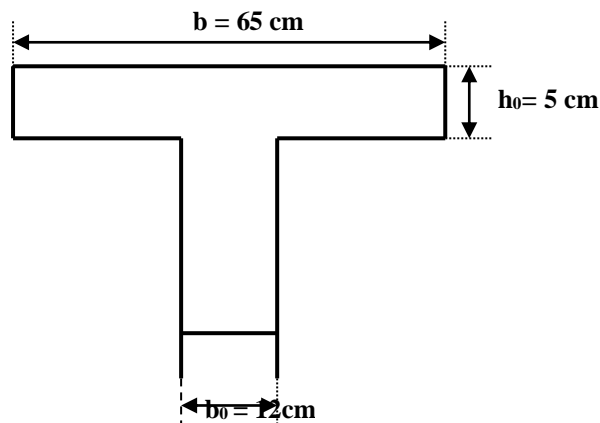


Figure 3.7 : Dimensions des poutrelles du plancher en corps creux

Notre structure est composée de trois types de poutrelles (Tableau 3.2).

Tableau 3.2. Type des poutrelles étudiées.

type	Schéma statique
1 ^{er} type	<p>5.52 5.00 4.25 6.75 5.50 6.88</p>
2 ^{ème} type	<p>6.75 5.50 6.88</p>
3 ^{ème} type	<p>5.50 6.88</p>

La méthode de calcul de ferraillage des poutrelles est présentée dans l'Annexe 3.

Le schéma de ferraillage du plancher en corps creux est présenté sur la Figure 3.8.

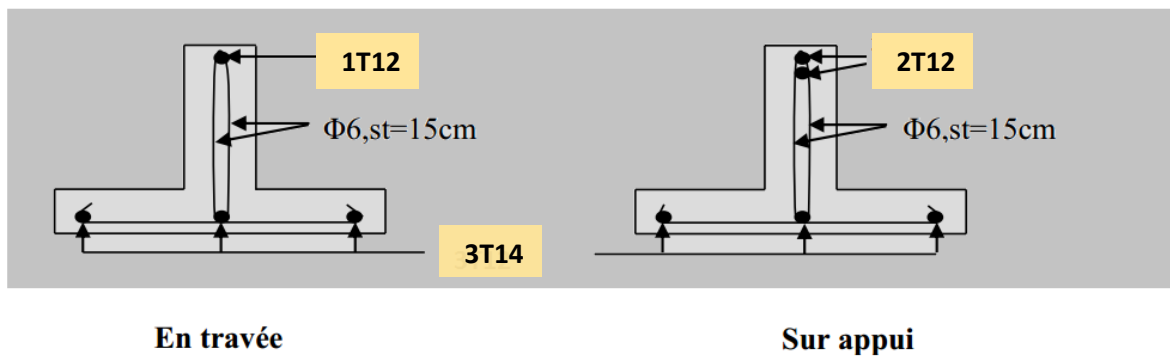


Figure 3.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

3.3.4. Dalle de compression

La dalle à une épaisseur de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

La section d'armature est déterminée par la condition suivante :

$$A \geq \frac{5 \times l}{f_e} = \frac{5 \times 0.65 \times 10^2}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

En adopte un treillis soudé de (150 x 150) cm² et de diamètre 6 mm.

3.4. Ferrailage des escaliers

3.4.1. Définition

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

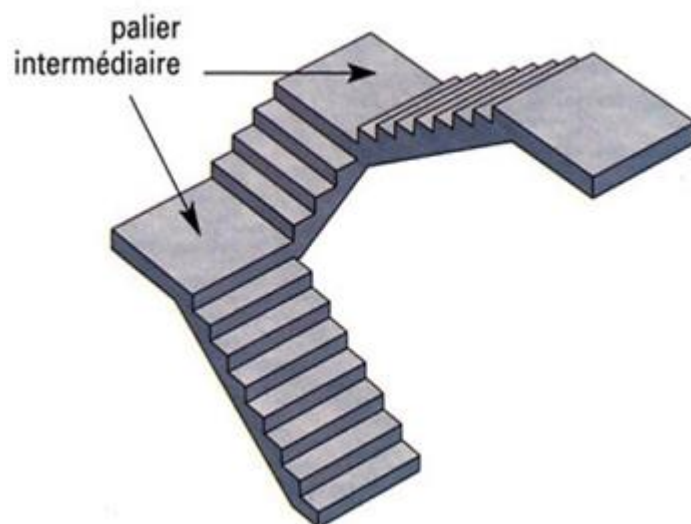
La conception d'un escalier impose la connaissance d'un certain nombre d'éléments qui permettront de le définir correctement. Lors de la conception d'un escalier, il est impératif de bien connaître sa destination pour respecter la réglementation qui lui sera appliquée. Il est donc important de bien connaître la réglementation associée pour ne pas se faire refuser un escalier.

Les différents éléments d'un escalier sont :

- ✓ **La volée** : c'est la partie comportant une suite ininterrompue de marches égales. Elle est située entre deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter plus de 22 marches et moins de 3 marches.

- ✓ **Le palier** : c'est la partie horizontale, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire)
- ✓ **La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- ✓ **Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles
- ✓ **La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement (la partie horizontale des gradins constituant l'escalier)
- ✓ **La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches. (la partie verticale de ces gradins).
- ✓ **La hauteur de marche** : c'est la distance verticale entre deux marches. Cette distance peut varier entre les différents types d'escaliers de 13cm pour les escaliers d'honneur à 19cm pour les escaliers intérieurs. Pour un escalier classique on retiendra la valeur de 17 cm.
- ✓ **Le giron** : c'est la distance horizontale constante entre deux nez de marche consécutives.
- ✓ **L'emmarchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est en fonction de la destination de l'escalier.
- ✓ **Le collet** : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du jour
- ✓ **La foulée** : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche
- ✓ **La ligne de foulée** : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne suivant l'escalier. Pour les escaliers dont la largeur d'emmarchement n'excède pas 110m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

Dans notre cas, nous avons un seul type d'escalier composé de deux paliers et une volée



intermédiaire (Figure 3.27).

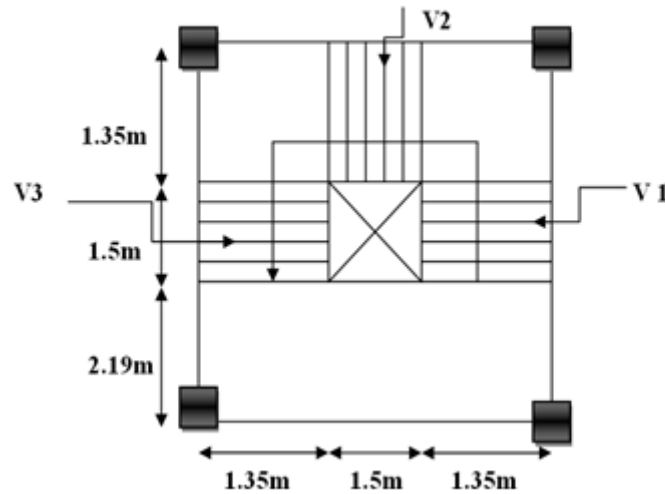


Figure 3.9. Schéma statique de l'escalier

La méthode de calcul de ferraillage des escaliers est présentée en détail dans l'Annexe 4.

La Figure 3.11 présente le schéma de ferraillage des escaliers du bâtiment étudié.

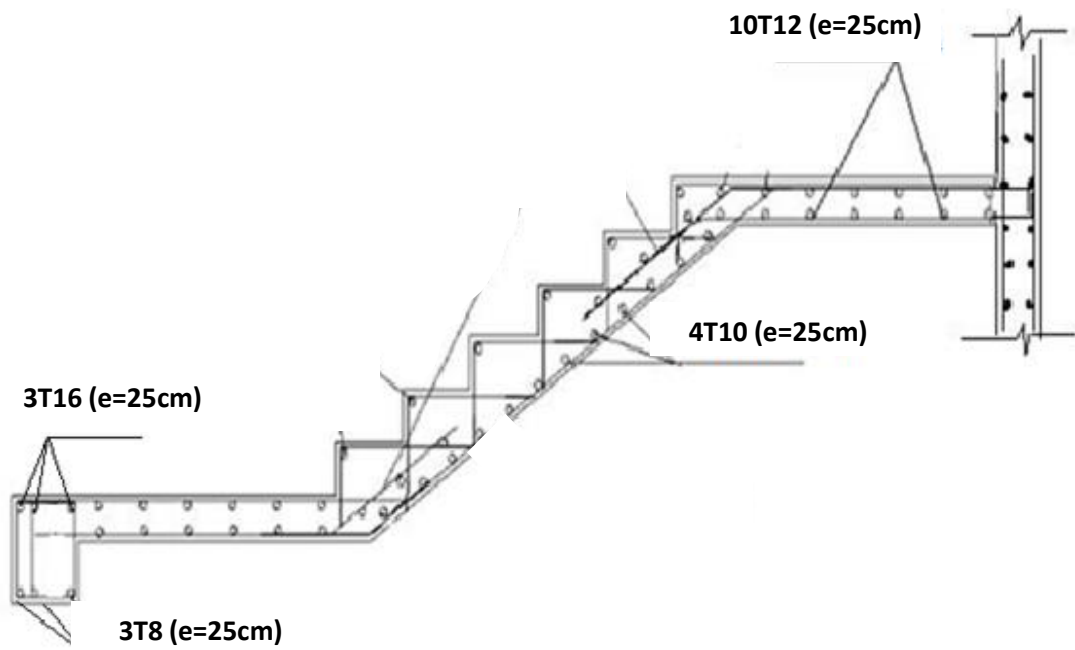


Figure 3.10 : Schéma de ferraillage des escaliers.

3.5. Poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle est située au dessous du palier et encastré dans les deux cotés de ce dernier. La poutre palière de notre bâtiment, a une portée de 4.25 m.

La hauteur de la poutre palière doit être vérifiée la relation suivante :

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

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28cm \leq h \leq 42cm$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28.33cm \leq h \leq 42.5cm$$

Soit : **h = 40 cm**

La largeur doit être vérifiée la relation : $0.3h \leq b \leq 0.6h$

$15cm \leq h \leq 30cm$ On prend **b = 30 cm**

Vérification selon RPA99 /Version 2003 : $h = 40cm \geq 30cm$

$$b = 30cm \geq 20cm$$

$$\frac{h}{b} = 1.33cm \leq 4cm$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la poutre palière à une section transversale **(30 x 40) cm²**

Le calcul de ferrailage de la poutre palière est présenté dans l'Annexe 5.

La Figure 3.12 présente le schéma de ferrailage de la poutre palière.

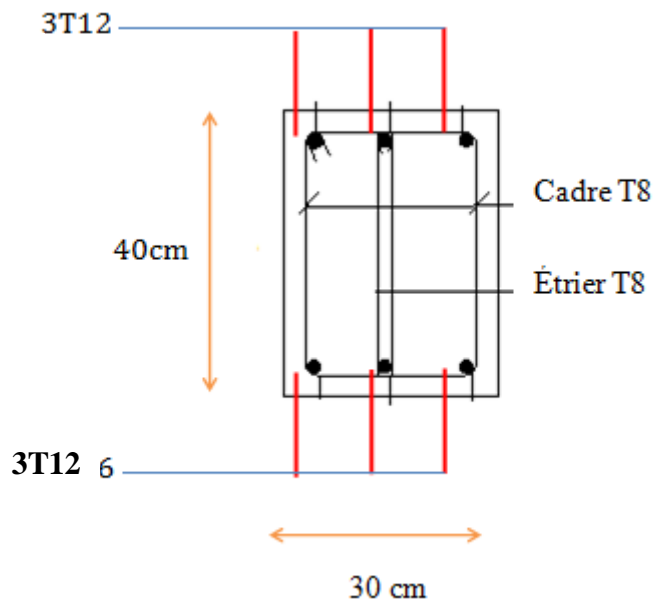


Figure 3.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.6. Ferrailage de la dalle machine

3.8.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

3.8.2. prédimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine. Capacité petit ascenseur 400 Kg (5 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

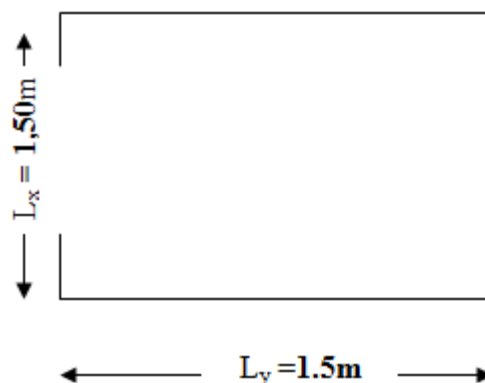


Figure 3.12. Dimension de l'ascenseur.

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Ly}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$3 \text{ cm} \leq e \leq 3,75 \text{ cm}$$

b. Condition de l'E.N.A :

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

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

Le calcul de ferrailage de la dalle machine est donné à l'Annexe 6.

La Figure 3.14 présente le schéma de ferrailage de la dalle machine.

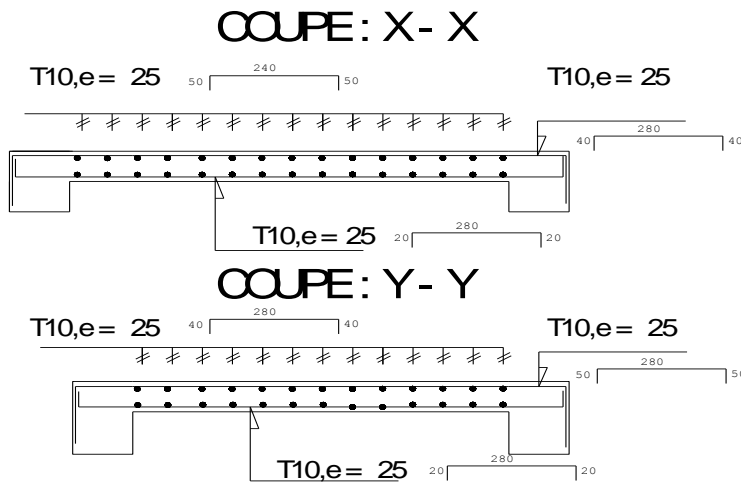


Figure 3.13. Ferrailage de la dalle machine

Chapitre 4

Etude sismique

4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non- amorties. L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique.

4.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

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

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

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

En reportant 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 quel que 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_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

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

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

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

Les n solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

4.3. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)

L'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.

4.3.1. Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une

structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

4.3.2. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de l'ETABS sont les suivantes :

- La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.
- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que l'Excel, Autocad etc.
- La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se fait à travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masses qui correspondent à la masse des planchers.
- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins l'ETABS permet d'étudier l'interaction sol structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élastiques (ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différentes méthodes de la mécanique de sol.
- Possibilité d'effectuer l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Procède dans sa base de données des spectres de réponse définis par le code sismique américain
- Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics tel que le domaine de la mécanique.

4.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

Analyse statique linéaire, analyse statique non linéaire, analyse modale, analyse spectrale et analyse temporelle.

Les différentes étapes de modélisation de notre bâtiment par ETABS sont présentées dans l'annexe D.

4.4. Etude sismique

4.4.1. Introduction

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 du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

4.4.2. Modélisation de rigidité

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

- 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 (niveaux i et i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

4.4.3. Modélisation de masse

- La masse 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 RPA99/Version2003 avec $(\beta=0.2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- 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 masse 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).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

4.4.4. Choix de la méthode de calcul

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

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.4.4.1. La méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - * groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - * groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - * 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 classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (31.62 m).

4.4.4.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la recherche 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.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.
- 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

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

4.4.5. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Pour des accélérogrammes données, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone (A= 0.25 : Zone III, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement (R = 4 : système de contreventement (voiles-portiques))

Q : Facteur de qualité

La Figure 4.1 ci-dessous, montre la représentation graphique du spectre de réponse

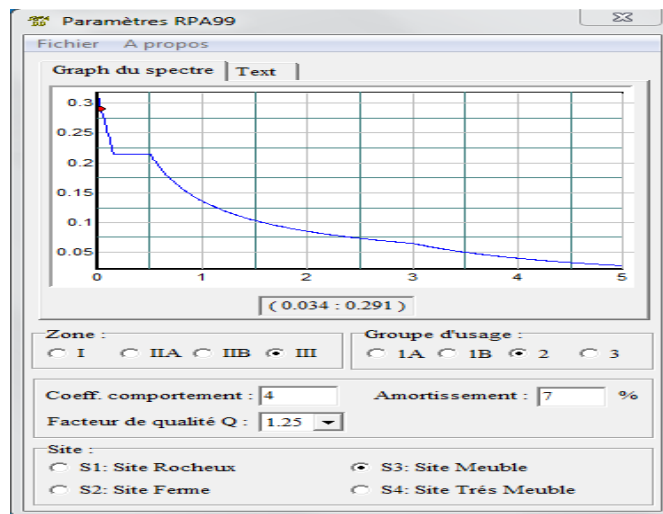


Figure 4.1 : Spectre de réponse.

• Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans

deux directions horizontales orthogonales selon la formule $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (A = 0.25 ; groupe d'usage 2 et zone sismique III)
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

• **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 RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage

(C_T = 0.05)

h_n: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h_n = 33.83 m)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} Dx = 23.77m \\ Dy = 23.85m \end{cases}$$

Selon x-x

⇒ T_x = 0.629 sec

Selon y-y

$$\Rightarrow T_y = 0.627 \text{ sec}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 < T_y < 3.0 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Pour notre bâtiment on prend $\xi = 7 \%$

$$\Rightarrow \eta = 0.88$$

$$D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 1.89$$

• R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement Tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux

utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques par des voiles en béton arme (R=4).

• Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

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

Avec :

P_q représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau 4.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

Tableau 4.1. Facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

- T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site } S_3$$

- W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i \text{ Étant donné par : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = 0.2(\text{bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés}).$$

Le Tableau 4.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau 4.2. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1 + \Sigma P_q$	1.25
E	-	10%
H	$[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T_1	Site 3	0.15 s
T_2	Site 3	0.50 s

• Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....)

par le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$

4.4.6. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

4.5. Disposition des voiles de contreventement

4.5.1. Premier modèle

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'escalier (Figure 4.2) Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.3 ci-dessous.

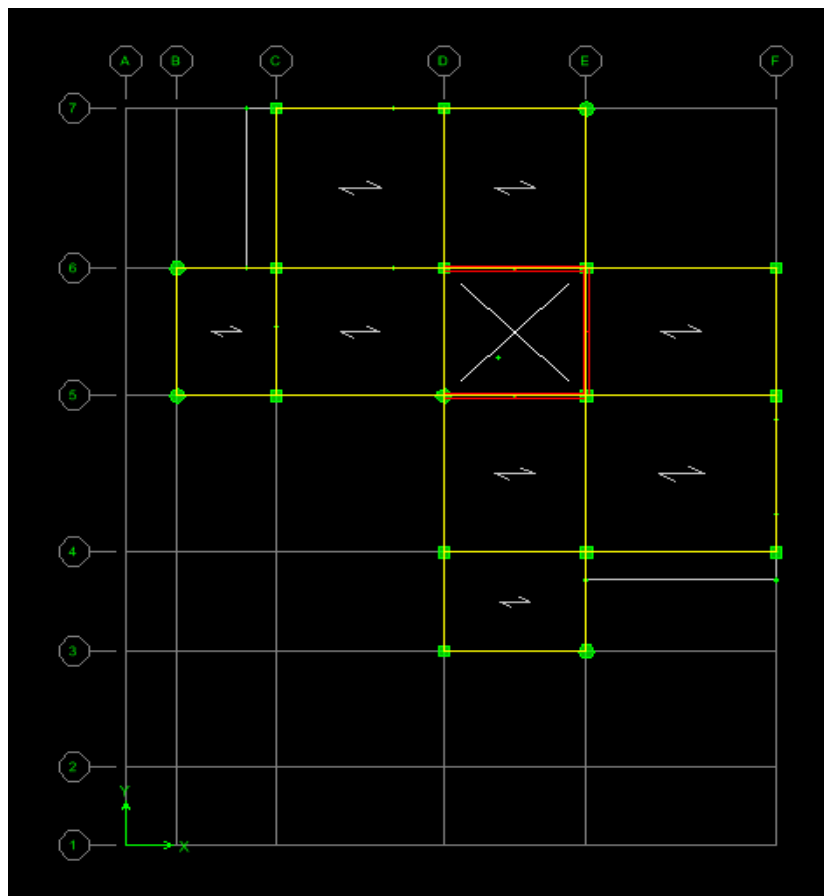
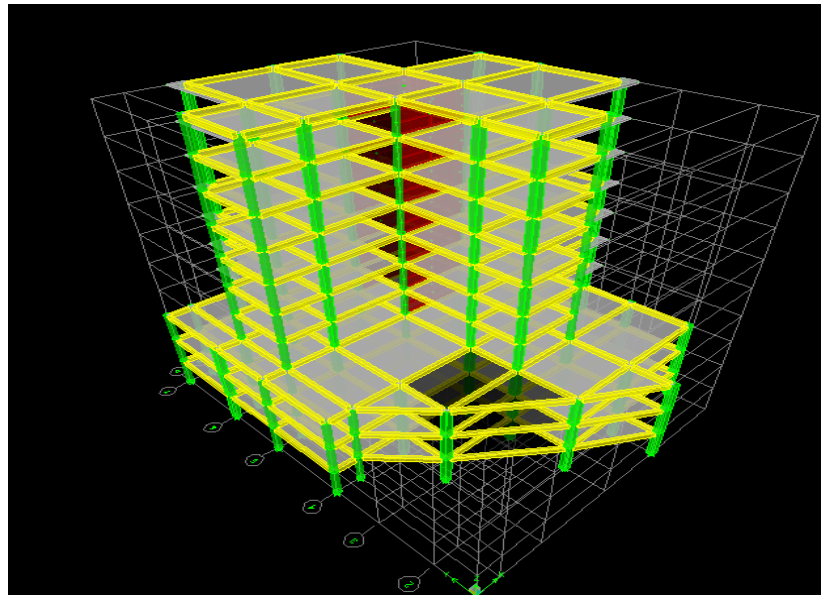
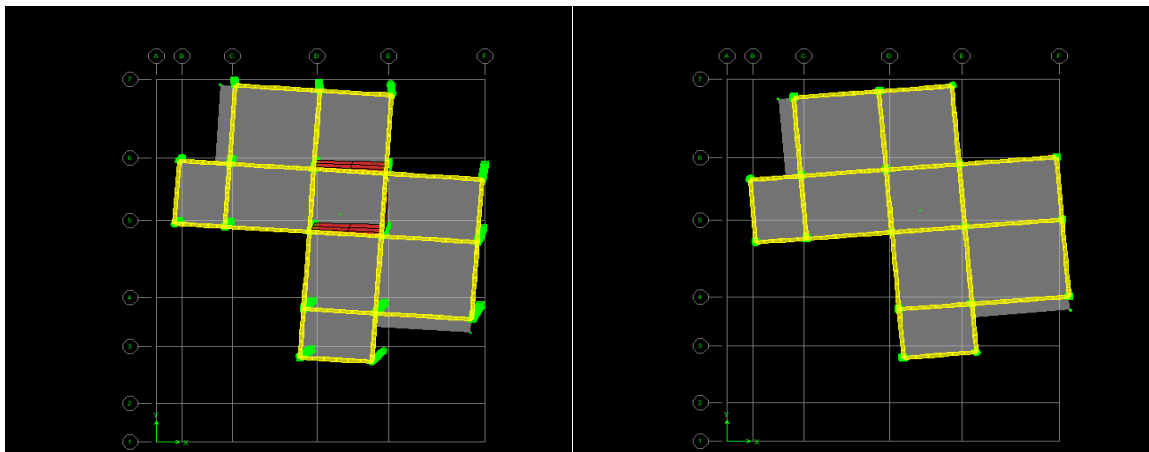
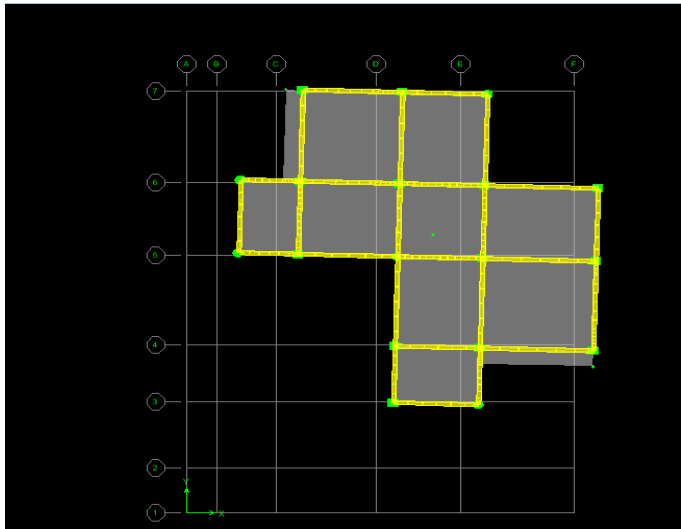


Figure 4.2 : Modèle initiale de disposition des voiles.



Mode 1. Rotation selon X

Mode 2. Rotation selon Y



Mode 3. Rotation selon Z

Figure 4.3 : Comportement des trois premiers modes du modèle initial.

4.5.1.1. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

Tableau 4.3 : Vérification des périodes.

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	0.433	1,160797	1.50	Non vérifiée
Y	0.509	0,956089	1.24	Non vérifiée

4.5.1.2. Vérification de participation massique

D'après RPA99/ version 2003, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale au moins 90% de la masse totale de la structure.

Les Tableaux 4.4 et 4.5 donnent le pourcentage de participation massique.

Tableau 4.4 : Pourcentage de participation massique.

Mode	T (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	1,160797	0,099	39,074	0,099	39,074
2	0,956089	73,6166	0,6975	73,7156	39,7715
3	0,893996	3,0673	35,6636	76,7829	75,435
4	0,392892	0,9721	9,6934	77,755	85,1285
5	0,341696	13,0987	0,9666	90,8536	86,0951
6	0,319418	0,5654	4,1633	91,419	90,2583
7	0,224187	0,1261	1,5127	91,5451	91,771
8	0,124483	0,0022	2,7302	91,5474	94,5012
9	0,121802	0,321	2,4221	91,8683	96,9233
10	0,119637	5,6331	0,0374	97,5015	96,9607
11	0,094241	0,16	0,623	97,6614	97,5837
12	0,080728	0.0192	6.4752	97,8161	98,1769

4.5.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique

équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
Soit : $V_T \geq 0.8 V$.

• **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V donnée au Tableau 4.5 est calculée dans les deux sens X et Y par les formules suivantes :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Tableau 4.5: Calcul de la force sismique.

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0.25	1.90	1.88	4	1.25	1.25	38964,2956	3704,795	3704,795

Tableau 4.6 : Vérification de la résultante de la force sismique

	V (KN)	V _t (KN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
X	3704,795	4047.360	4469.86	Non vérifiée
Y	3704,795	4636.270	4422.82	Oui

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments,) par le rapport 0.8V/V_t

4.5.1.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit : $\delta_K = R \delta_{ek}$

δ_{ek} Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$

h_e : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.7 et 4.8 ci-dessous.

Tableau 4.7 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X.

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h_e (m)	Vérification
Terrasse	0,03816975	0,15267901	0,01255735	0,375	Oui
9	0,03179214	0,12716855	0,01255616	0,375	Oui
8	0,0286531	0,11461239	0,01255515	0,375	Oui
7	0,02551431	0,10205724	0,01215685	0,375	Oui
6	0,0224751	0,08990039	0,0113597	0,375	Oui
5	0,01963517	0,07854069	0,01438837	0,375	Oui
4	0,01603808	0,06415232	0,0229698	0,442	Oui
3	0,01029563	0,04118252	0,02585151	0,375	Oui
2	0,00383275	0,01533101	0,01533101	0,442	Oui
1	0,03816975	0,15267901	0,01255735	0,375	Oui

Tableau 4.8 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y.

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0,03546167	0,14184668	0,0108163	0,0375	Oui
9	0,03275759	0,13103038	0,01255203	0,0375	Oui
8	0,02961959	0,11847835	0,01334453	0,0375	Oui
7	0,02628345	0,10513382	0,0141824	0,0375	Oui
6	0,02273785	0,09095142	0,01453152	0,0375	Oui
5	0,01910497	0,07641989	0,0140481	0,0375	Oui
4	0,01559295	0,06237179	0,01179749	0,0442	Oui
3	0,01264358	0,0505743	0,01861182	0,0375	Oui
2	0,00799062	0,03196248	0,02025265	0,0442	Oui
1	0,00292746	0,01170982	0,01170982	0,0375	Oui

Conclusion

La période fondamentale et le la résultante de la force sismique ne sont pas vérifiées dans les deux sens (X et Y), donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles de contreventement.

4.5.3 Modèle final

La disposition finale des voiles de contreventement. Notre structure est contreventée

Pare 7 voiles, dispose pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous L'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile, qualité structurelle indispensable dans les régions de forte sismicité.

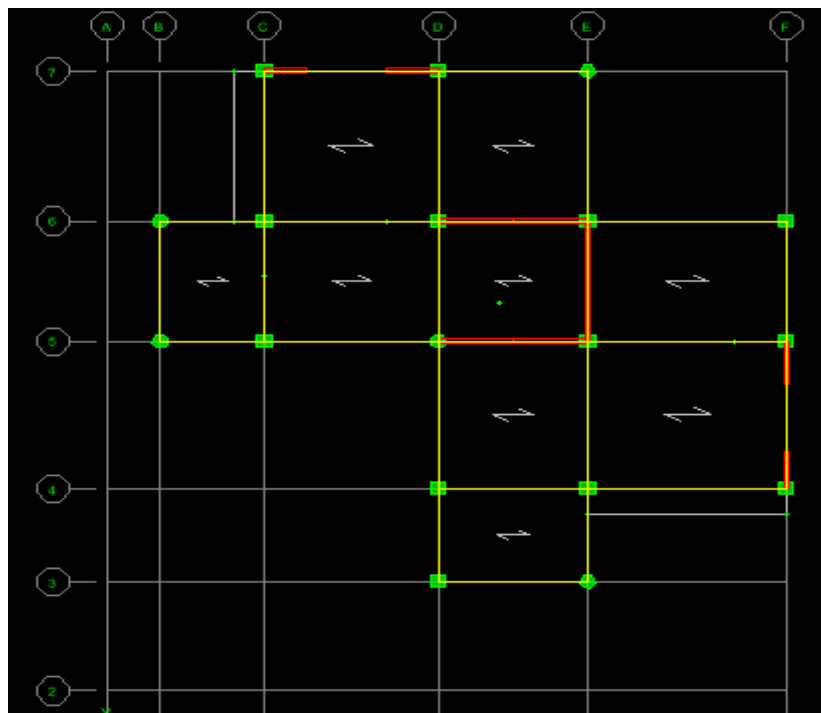
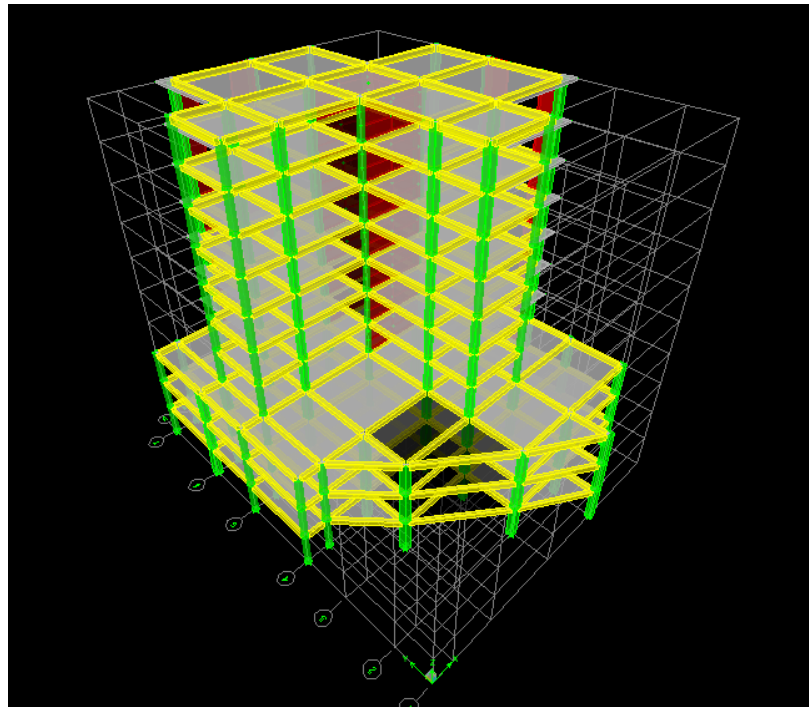
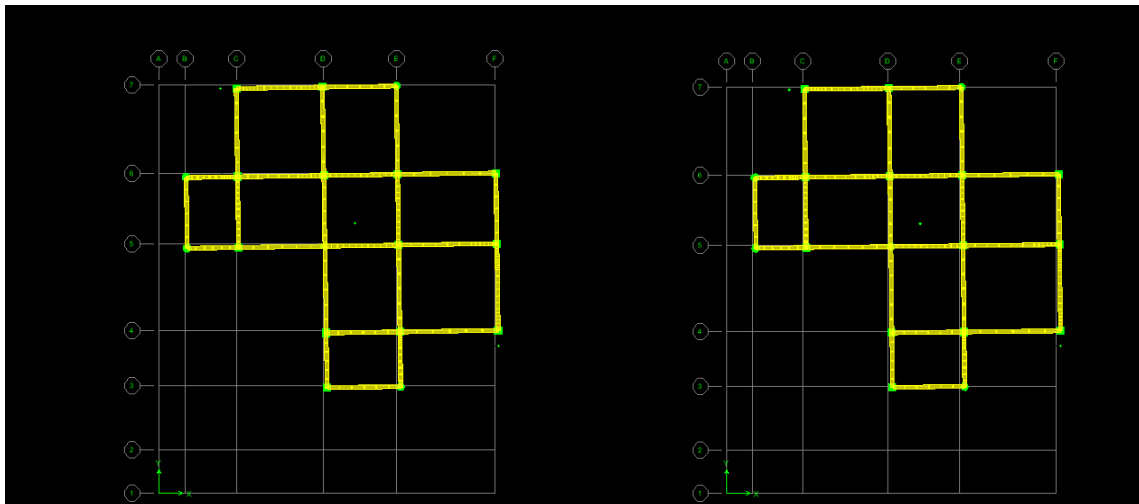


Figure 4.4 : model final de disposition des voiles de contreventement.

4.5.1.1. Vérification des périodes

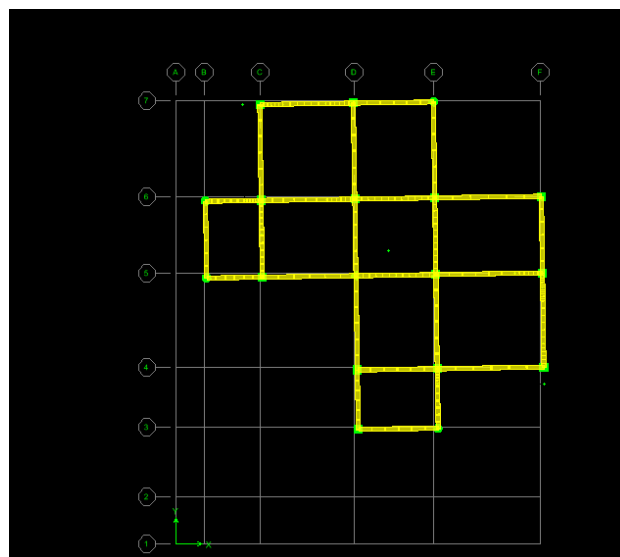
Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

- Le premier mode est un mode de translation suivant X-X ;
- Le deuxième mode est un mode de translationsuivant Y-Y ;
- Le troisième mode est un mode de torsion ;



Mode 1. Translation selon X

Mode 2. Translation selon Y



Mode3. Translation selon Z

Figure 4.5 : Comportement des trois premiers modes du modèle final.

Tableau 4.9 : Vérification des périodes.

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	2.2	1.08	2.86	vérifiée
Y	1.89	0.83	2.45	vérifiée

4.5.1.2. Vérification de participation massique

D'après RPA99/ version 2003, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale au moins 90% de la masse totale de la structure.

Les Tableaux 4.10 et 4.11 donnent le pourcentage de participation massique.

Tableau 4.10 : Pourcentage de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,083532	4,0774	35,7359	0	4,0774	35,7359
2	0,83759	61,9554	9,8303	0	66,0327	45,5662
3	0,679959	6,3152	25,6534	0	72,3479	71,2196
4	0,379103	3,7523	8,3872	0	76,1002	79,6068
5	0,282009	12,6651	5,403	0	88,7653	85,0097
6	0,220405	1,4398	5,9631	0	90,2051	90,9729
7	0,18291	0,4879	0,0667	0	90,693	91,0396
8	0,109511	1,8739	1,3397	0	92,567	92,3792
9	0,095912	2,4834	1,9135	0	95,0504	94,2927
10	0,088145	0,8517	1,6108	0	95,9021	95,9035
11	0,076736	0,2069	0,0041	0	96,109	95,9075
12	0,066706	1,2885	1,3502	0	97,3975	97,2577

4.5.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

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

Soit : $V_T \geq 0.8 V$.

• Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V donnée au Tableau 4.11 est calculée dans les deux sens X et Y par les formules suivantes :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Tableau 4.11 : Calcul de la force sismique.

	A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Calcul de force sismique	0.25	2.2	1.89	4	1.25	1.25	40084,6381	6889.54	5918.74

Le Tableau 4.12 résume la vérification de la résultante de la force sismique.

Tableau 4.12 : Vérification de la résultante de la force sismique.

	V (KN)	V _t (KN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
X	6889.54	12809279.07	5511.63	Vérifiée
Y	5918.74	12201166.62	4734.99	Vérifié

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments,) par le rapport 0.8V/V_t

4.5.1.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit : $\delta_K = R\delta_{ek}$

δ_{ek} Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$

h_e : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.13 à 4.14 ci-dessous.

Tableau 4.13: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X

Niveau	0.01he (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	δ_e (m)	Vérification
Terrasse	0.0375	0,00445533	0,01782134	0,00169682	Oui
9	0.0375	0,00403113	0,01612452	0,00169676	Oui
8	0.0375	0,00360694	0,01442775	0,00169669	Oui
7	0.0375	0,00318277	0,01273106	0,00226206	Oui
6	0.0375	0,00261725	0,010469	0,00169632	Oui
5	0.0375	0,00219317	0,00877268	0,00169596	Oui
4	0.0375	0,00176918	0,00707672	0,00139165	Oui
3	0.0442	0,00142127	0,00568507	0,00224414	Oui
2	0.0375	0,00086023	0,00344093	0,00230956	Oui
1	0.0442	0,00028284	0,00113137	0,00113137	Oui

Tableau 4.14 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y.

Niveau	0.01he (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	σ_e	Vérification
Terrasse	0.0375	0,00445533	0,01782134	0,00169682	Oui
9	0.0375	0,00403113	0,01612452	0,00169676	Oui
8	0.0375	0,00360694	0,01442775	0,00169669	Oui
7	0.0375	0,00318277	0,01273106	0,00226206	Oui
6	0.0375	0,00261725	0,010469	0,00169632	Oui
5	0.0375	0,00219317	0,00877268	0,00169596	Oui
4	0.0375	0,00176918	0,00707672	0,00139165	Oui
3	0.0442	0,00142127	0,00568507	0,00224414	Oui
2	0.0375	0,00086023	0,00344093	0,00230956	Oui
1	0.0442	0,00028284	0,00113137	0,00113137	Oui

Conclusion

Les cinq vérifications exigées par le RPA 99/ version 2003, qui sont : la vérification de comportement pour les trois premiers modes, la vérification des périodes, la vérification de participation massique, la vérification de la résultante des forces sismiques et la vérification des déplacements inter-étages, sont satisfaites avec le modèle final de disposition des voiles de contreventement dans notre bâtiment.

A fin de choisir le modèle final, on doit vérifier le dernier paramètre qui présente la vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

4.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ 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 (Figure 4.6).

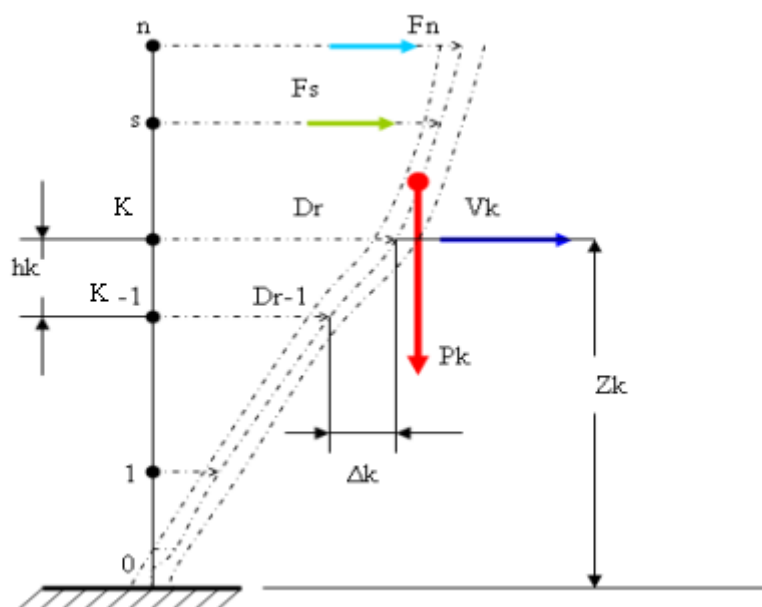


Figure 4.6 : Evaluation des effets du second ordre.

B. Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau ‘K’ :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- V_K : Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’.
- h_k : Hauteur d’étage ‘k’ comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du premier ordre par le

facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous résument les vérifications de l’effet P- Δ .

Tableau 4.15 : Vérification de l’effet P- Δ dans le sens X

Niveau	Θ_x	Pk(kn)	Vk(kn)	H	Δ_k (m)	Condition
Terrasse	0,01506	3404,02	5013,68	3,75	0,06789	vérifiée
9	0,00137	3059,17	14911,91	3,75	0,02051	vérifiée
8	0,00043	3059,17	26444,25	3,75	0,01157	vérifiée
7	0,00020	3018,74	38067,31	3,75	0,07930	vérifiée
6	0,0001204	2969,51	49001,39	3,75	0,06060	vérifiée
5	7,99661E-05	2919,34	59016,26	3,75	0,04947	Vérifiée
4	6,1291E-05	2980,39	68819,91	3,75	0,04331	Vérifiée
3	0,00012362	5513,11	89637,77	4.42	0,06150	Vérifiée
2	9,19259E-05	5782,58	109029,04	3.75	0,05304	Vérifiée
1	7,56105E-05	5782,58	120218,19	4.42	0,04810	Vérifiée

Tableau 4.16 : Vérification de l’effet P- Δ dans le sens Y

Niveau	Θ_x	Pk(kn)	Vk(kn)	H	$\Delta k(m)$	Condotion
Terrasse	0,015064286	3404,02	5013,68005	3,75	0,067894561	vérifiée
9	0,001375368	3059,17	14911,9113	3,75	0,020514936	vérifiée
8	0,000437344	3059,17	26444,2538	3,75	0,01156837	vérifiée
7	0,00205507	3018,74	38067,3085	3,75	0,07930014	vérifiée
6	0,001200137	2969,51	49001,3863	3,75	0,06060048	vérifiée
5	0,000799661	2919,34	59016,2596	3,75	0,04946678	vérifiée
4	0,00061291	2980,39	68819,906	3,75	0,0433071	vérifiée
3	0,001236201	5513,11	89637,7677	4,42	0,06150428	vérifiée
2	0,000919259	5782,58	109029,037	3,75	0,05303709	vérifiée
1	0,00064286	5782,58	120218,187	4,42	0,04810073	vérifiée

Conclusion générale

La structure est justifiée vis-à-vis de l’effet P- Δ , donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/version 2003 sont satisfaites avec le modèle final.

4.7. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Notre structure est contreventée par un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé

Dans ce cas les voiles reprennent ou plus 20% des sollicitations dues aux charge verticale est la totalité des sollicitations dues aux charge horizontale

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l’effort horizontale global

Les vérifications sont regroupées dans les Tableaux ci-dessous. ;

Tableau 4.17 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens X

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Structure	1948.19952	97.76% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	1904.61758		

Tableau 4.18 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Structure	1945.51369	98.45% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	1915.37948		

Tableau 4.19 : Vérification de la portance vis-à-vis des charges verticales.

		Effort vertical (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Structure	ELS	34692.47	19.564 % des charges verticales sont supportées par les voiles	Vérifiée
Voiles	ELS	8486.42		

Chapitre 5

Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (forces sismique). Ces éléments représentent les voiles pleins ou avec ouvertures, les portiques, le noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

Le ferrailage des éléments structuraux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et RPA99 /Version 2003).

Notre structure est composée de trois éléments de contreventement ou éléments structuraux qui sont les poutres, les poteaux et les voiles.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
 - ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ✓ ELS : $G + Q$
- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 (version 2003) :
 - ✓ $G + Q \pm E$
 - ✓ $0.8G \pm E$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

5.2. Ferrailage des poteaux

5.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils constituent les 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) compression, et à un moment fléchissant 'M'.

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

- Section entièrement tendue S.E.T.
- Section entièrement comprimée S.E.C.
- Section partiellement comprimée S.P.C.

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les deux situations : durable et accidentelle.

5.2.2. Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

D'après le RPA99 (version 2003), pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par :

$0.9\% < A_s/B < 4\%$ pour une zone courante (Z.C)

$0.9\% < A_s/B < 6\%$ pour une zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : la section d'acier.

B : section du béton (cm²)

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales.

5.2.3. Principe de calcul

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau.

A partir des combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max}, M_{corr}).
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant (M_{max}, N_{corr}).

Chacune des deux combinaisons donne une section d'acier.

La section finale choisie correspondra au maximum des deux valeurs (plus défavorable).

5.2.4. Calcul du ferrailage

5.2.4.1. Situation accidentelle

Les Tableaux 5.1 et 5.2 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux sous la combinaison (0.8G ± E).

Tableau 5.1 : Section d'armatures des poteaux (N_{max} , M_{corr})

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC	55x55	-4463.61	-157.126	S.E.C	0	0	27.225
1-3	45x45	-2009.32	-92.49	S.E.C	0	0	18.225
4-6	40x40	-1306.75	-102.13	S.E.C	0	0	14.40
7-9	35x35	-1302.59	231.91	S.E.C	0	1.59	11.025

Tableau 5.2 : Section d'armatures des poteaux (M_{max} , N_{corr})

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC	55x55	157.17	-892.99	S.E.C	0	0	27.225
1-3	45x45	251.765	-2009.31	S.P.C	0	14.17	18.225
4-6	40x40	187.394	-1306.75	S.P.C	0	9.01	14.40
7-9	35x35	189.78	-805.61	S.P.C	0	10.89	11.025

Les Tableaux 5.3 et 5.4 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux sous la combinaison (G + Q ± E).

Tableau 5.3 : Section d'armatures des poteaux (N_{max} , M_{corr})

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC	55x55	-3143.3	-134.156	S.E.C	0	0	27.225
1-3	45x45	-2490.15	-90.32	S.E.C	0	2.38	18.225
4-6	40x40	-1577.19	-132.452	S.E.C	0	5.13	14.40
7-9	35x35	-862	-61.49	S.P.C	0	0	11.025

Tableau 5.4 : Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr})

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC	55x55	148.642	-3143.31	S.E.C	0	0	27.225
1-3	45x45	251.859	-1825.44	S.P.C	0	12.44	18.225
4-6	40x40	190.47	-576.7	S.P.C	0	13.62	14.40
7-9	35x35	193.48	-543.03	S.P.C	0	10.39	11.025

5.2.4.2. Situation durable

Les Tableaux 5.5 et 5.6 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux sous la combinaison (1.35G + 1.5Q).

Tableau 5.5 : Section d'armatures des poteaux (N_{max}, M_{corr})

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC	55x55	-4463.59	-18.85	S.E.C	0	0	27.225
1-3	45x45	-3906.55	64.37	S.E.C	0	10.17	18.225
4-6	40x40	-2465.87	85.32	S.E.C	0	10.45	14.40
7-9	35x35	-1302.57	113.849	S.P.C	0	8.5	11.025

Tableau 5.6 : Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr})

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC	55x55	-99.202	-2149.7	S.E.C	0	0	27.225
1-3	45x45	186.75	-2313.12	S.E.C	0	8.86	18.225
4-6	40x40	114.61	-1799.22	S.E.C	0	4.98	14.40
7-9	35x35	-197.435	-370.79	S.P.C	0	5.25	11.025

5.2.5. Choix des armatures

Le choix final des armatures longitudinales dans le cas d'une analyse est résumé dans les Tableaux 5.7 ci-dessous.

Tableau 5.7 : Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)	A_s (max) (Z-C)	A_s (max) (Z-R)	Choix	$A_{s(adop)}$ (cm ²)
RDC	55x55	0	0	27.225	108.90	163.35	8T16+8T14	28.41
1-3	45x45	0	14.17	18.225	72.90	109.35	6T14+8T12	18.29
4-6	40x40	0	13.62	14.40	57.60	86.40	8T16	16.09
7-9	35x35	0	10.89	11.025	44.10	66.15	8T14	12.32

5.2.6. Vérification des contraintes

Les Tableaux 5.8 5.9 présentent la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) sous la combinaison (G + Q).

Tableau 5.8 : Vérifications des contraintes (N_{max}, M_{corr})

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Verification
RDC	55x55	-3241.56	-13.62	S.E.C	67.70	4.68	27.225
1-3	45x45	-2340.34	46.332	S.E.C	57.33	4.14	18.225
4-6	40x40	-1796.53	61.83	S.E.C	51.44	3.11	14.40
7-9	35x35	-950.51	82.51	S.E.C	39.67	2.36	11.025

Tableau 5.9 : Vérifications des contraintes (M_{max}, N_{corr})

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Verification
RDC	55x55	-71.235	-1563.57	S.E.C	-53.30	3.79	Vérifiée
1-3	45x45	134.071	-1683.52	S.E.C	-50.12	4.09	Vérifiée
4-6	40x40	83.356	-1308.73	S.E.C	52.32	4.54	Vérifiée
7-9	35x35	-144.289	-270.09	S.E.C	65.54	3.97	Vérifiée

5.2.7. Vérification de l'effort normal

Les Tableaux 5.19 et 5.20 donnent la vérification de sollicitation normale des poteaux. Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : section brute du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau 5.10 : Vérification de sollicitation normale

Niveau	Section (cm ²)	N_d (KN)	v	Condition
Étage 9	35x35	98.22	0.03	Vérifiée
Étage 8	35x35	54.99	0.02	Vérifiée
Étage 7	35x35	67.71	0.22	Vérifiée
Étage 6	40x40	47.71	0.12	Vérifiée
Étage 5	40x40	53.40	0.13	Vérifiée
Étage 4	40x40	53.28	0.13	Vérifiée
Étage 3	45x45	49.36	0.10	Vérifiée
Étage 2	45x45	71.94	0.14	Vérifiée
Étage 1	45x45	81.63	0.16	Vérifiée
RDC	55x55	27	0.04	Vérifiée

Le Tableau 5.11 donne la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant des poteaux. Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement

T_u : Effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

La contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u$ doit être vérifiée les conditions suivantes :

- Selon le CBA 93

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28}, 5\text{MPa})$Fissuration peu nuisible.

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

- Selon RPA99 /version 2003

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0.075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0.075$ si l'élancement $\lambda < 5$

Tableau 5.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section	T _u (KN)	τ_u	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (RPA)	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Vérification
RDC	55x55	17.9	0.0591	19.356	0.075	3.75	4	Vérifiée
1	45x45	17.3	0.854	19.239	0.075	3.75	4	Vérifiée
2	45x45	25.1	0.124	20.471	0.075	3.75	4	Vérifiée
3	45x45	17.9	0.883	19.356	0.075	3.75	4	Vérifiée
4	40x40	16.8	0.114	18.6971	0.075	3.75	4	Vérifiée
5	40x40	17.9	0.1187	19.356	0.075	3.75	4	Vérifiée
6	40x40	22.6	0.271	23.2571	0.075	3.75	4	Vérifiée
7	35x35	23.5	0.258	24.478	0.075	3.75	4	Vérifiée
8	35x35	23.75	0.287	24.3671	0.075	3.75	4	Vérifiée
9	35x35	24.52	0.296	25.6714	0.075	3.75	4	Vérifiée

5.2.9. Ferrailage transversal des poteaux

Les poteaux sont armés par des aciers longitudinaux et des cadres transversaux destinés à limiter le flambement. Les cadres transversaux sont espacés régulièrement et resserrés dans les zones de recouvrement avec les aciers en attente.

Les armatures transversales sont déterminées par la formule suivante, recommandée

Par le RPA99 /version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : section d'armatures transversales

S_t : espacement des armatures transversales

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime.

f_e : limite élastique des armatures transversales.

h : hauteur totale de la section brute du béton.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant. Il est donné par :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{et} \quad \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Avec λ_g représente l'élançement géométrique du poteau défini par le rapport entre l'élançement le coté du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

Dans la zone de forte sismicité (Zone III), l'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = 10\text{cm}$ dans la zone nodale.

$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\phi_l)$ dans la zone courante.

Avec ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures transversales minimale est égale à :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ et } 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait une interpolation entre les valeurs trouvées dans les deux cas précédents.

Les Tableaux 6.23 et 6.24 donnent l'espacement maximal donné par RPA 99/version 2003, dans le cas d'un calcul par module d'élasticité instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}). Le ferrailage transversal des poteaux est présenté dans les Tableaux 6.25 et 6.27.

Tableau 5.12 : Espacement maximal déterminé par RPA99/ version 2003

Niveau	Section	Barres	ϕ_t (mm)	S_t (mm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	55x55	8T16+8T14	14	10	14
1-3	45x45	6T14+8T12	12	10	16
4-6	40x40	8T16	16	10	12
7-9	35x35	8T14	14	10	12

Tableau 5.13 : Choix des armatures transversales des poteaux

Niveau	Section	L_f	λ_g	ρ_a	T_{u-max} (KN)	Zone	S_t (cm)	A_{t-cal} (cm ²)	Choix	A_{s-adop} (cm ²)
RDC	55x55	2.24	4.07	2.5	17.9	Nodale	10	0.13	4T10	3.14
						Courante	14	0.20	4T10	3.14
1-3	45x45	2.142	4.76	2.5	25.1	Nodale	10	0.34	4T10	3.14
						Courante	16	0.48	4T10	3.14
4-6	40x40	2.142	5.355	2.5	22.6	Nodale	10	0.35	4T10	3.14
						Courante	12	0.49	4T10	3.14
7-9	35x35	2.142	6.12	2.5	23.75	Nodale	10	0.42	4T10	3.14
						Courante	12	0.59	4T10	3.14

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimums.

La longueur minimale de recouvrement des barres L_r dans la zone III est égale à $50\phi_t$

La longueur de la zone nodale H' est donnée par :

$$H' = \max (h_e/6; b; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm.}$$

Le schéma de ferrailage des poteaux est présenté sur les Figures ci-dessous.

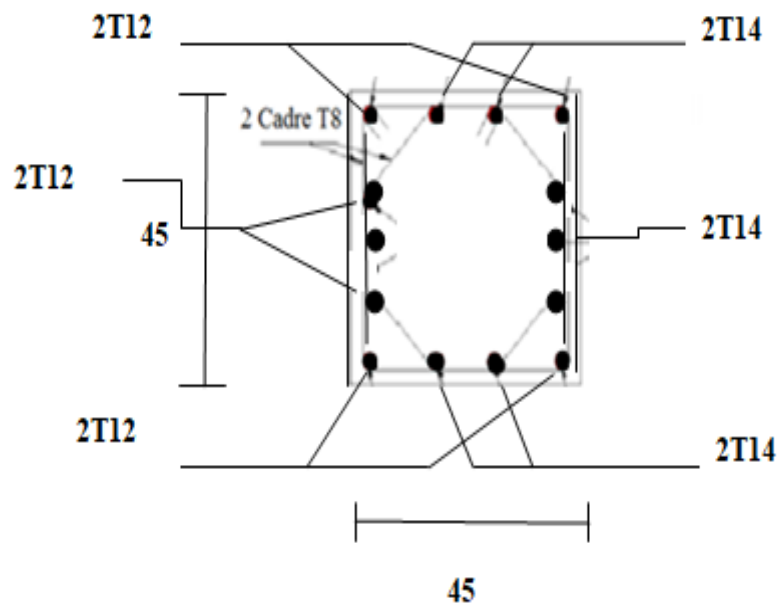


Figure 5.1 : Ferrailage des poteaux (45x45) cm²

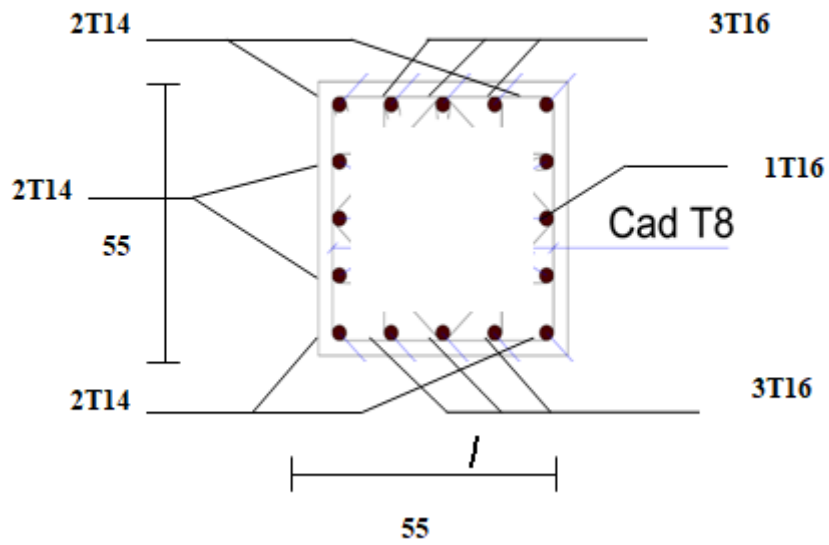


Figure 5.2 : Ferrailage des poteaux (55x55) cm²

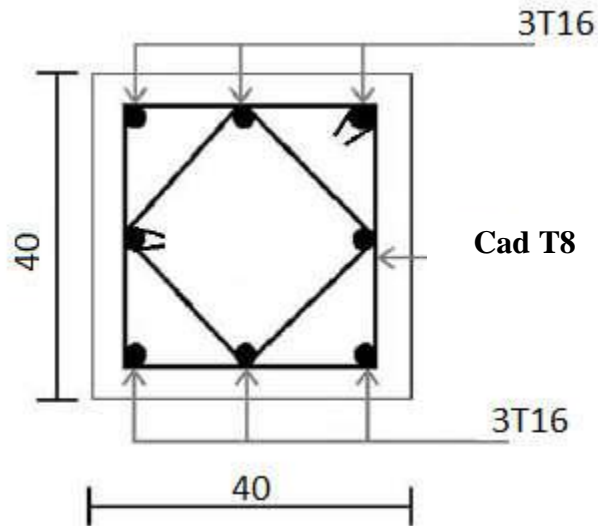


Figure 5.3 : Ferrailage des poteaux (40x40)

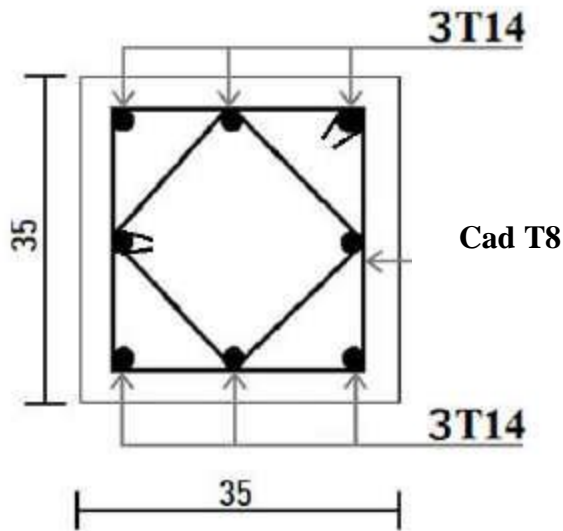


Figure 5.4 : Ferrailage des poteaux (35x35) cm²

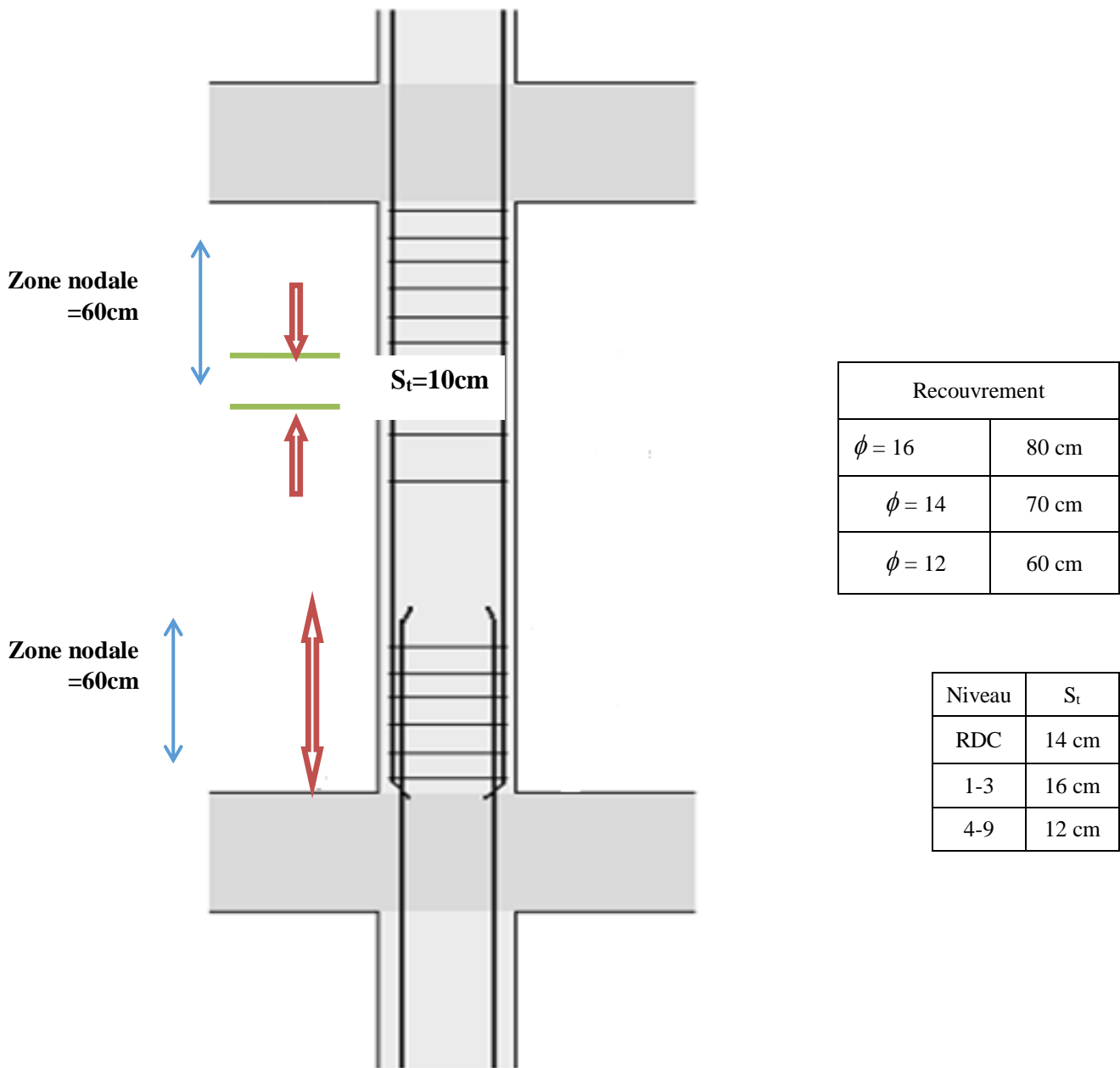


Figure 5.5 : Disposition des armatures des poteaux

5.2. Ferrailage des poutres

5.2.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple et ferrailé à l'état limite ultime, sous l'effet du moment suivant :

- En travée : $M_t = 0.8.M_0$ avec : $M_0 = q_u l^2 / 8$ et $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- Sur appuis on utilise la combinaison $G+Q\pm E$.

5.2.2. Recommandations selon RPA99 (version 2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de $0.5\%B$ en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est : 4% en zone courante et 6% en zone nodale.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

5.2.3. Calcul du ferraillage

Le calcul des sollicitations est déterminé par le logiciel ETABS. Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers choisies sont résumés dans les Tableaux 5.27 et 5.28. La section minimale exigé par RPA99/ version 2003 est pris en considération dans le choix des armatures.

Tableau 5.14 : Ferrailage des poutres porteuses

Niveaux (étages)	position	M (KN.m)	Combinaison plus défavorable	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	Le choix (cm ²)
9	M _t	-110.73	-	0.00	8.64	6T16 (12.06)
	M _a	122.39	G + Q + Ey	0.00	9.27	6T16 (12.06)
8	M _t	-83.36	-	0.00	8.47	6T16 (12.06)
	M _a	159.78	G + Q + Ey	0.00	12.01	6T16 (12.06)
7	M _t	-69.57	-	0.00	8.31	5T16 (10.06)
	M _a	200.58	G + Q + Ey	0.00	14.69	8T16 (16.09)
6	M _t	-67.55	-	0.00	8.11	5T16 (10.06)
	M _a	240.78	G + Q + Ey	0.00	15.36	8T16 (16.09)
5	M _t	-51.95	-	0.00	4.03	3T20 (9.43)
	M _a	277.52	G + Q + Ey	0.00	17.53	6T20 (18.86)
4	M _t	-56.25	-	0.00	4.37	3T20 (9.43)
	M _a	293.80	G + Q + Ey	0.00	18.21	6T20 (18.86)
3	M _t	-59.47	-	0.00	4.89	3T20 (9.43)
	M _a	288.40	G + Q + Ey	0.00	17.89	6T20 (18.86)
2	M _t	-65.34	-	0.00	7.87	5T16 (10.06)
	M _a	254.39	G + Q + Ey	0.00	15.37	8T16 (16.09)
1	M _t	-101.47	-	0.00	7.64	5T16 (10.06)
	M _a	213.20	G + Q + Ey	0.00	14.81	8T16 (16.09)
RDC	M _t	-128.14	-	0.00	10.31	6T16 (12.07)
	M _a	150.33	G + Q + Ey	0.00	11.19	6T16 (12.07)

Tableau 5.15 : Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses

Niveaux (étages)	position	M (KN.m)	Combinaison plus défavorable	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	Le choix (cm ²)
9	M _t	-18.13	-	0.00	1.3	3T14 (4.62)
	M _a	69.14	G + Q + Ey	0.00	6.19	5T14 (7.7)
8	M _t	-16.18	-	0.00	1.16	3T14 (4.62)
	M _a	85.71	G + Q + Ey	0.00	6.53	5T14 (7.7)
7	M _t	-11.81	-	0.00	0.85	3T14 (4.62)
	M _a	92.02	G + Q + Ey	0.00	7.05	5T14 (7.7)
6	M _t	-9.87	-	0.00	0.71	3T14 (4.62)
	M _a	97.87	G + Q + Ey	0.00	7.54	5T14 (7.7)
5	M _t	-6.80	-	0.00	0.49	3T14 (4.62)
	M _a	94.47	G + Q + Ey	0.00	7.25	5T14 (7.7)
4	M _t	-4.12	-	0.00	0.29	3T14 (4.62)
	M _a	96.26	G + Q + Ey	0.00	7.4	5T14 (7.7)
3	M _t	-2.88	-	0.00	0.25	3T14 (4.62)
	M _a	86.45	G + Q + Ey	0.00	6.59	5T14 (7.7)
2	M _t	-6.27	-	0.00	0.45	3T14 (4.62)
	M _a	83.97	G + Q + Ey	0.00	6.38	5T14 (7.7)
1	M _t	-7.94	-	0.00	0.67	3T14 (4.62)
	M _a	113.89	G + Q + Ey	0.00	8.81	6T14 (9.24)
RDC	M _t	-7.18	-	0.00	0.51	3T14 (4.62)
	M _a	79.78	G + Q + Ey	0.00	6.04	5T14 (7.7)

5.2.4. Condition de non fragilité

La relation suivante doit être vérifiée :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}; f_e = 400 \text{ MPa}; d = 0.9h$$

Tableau 5.16 : Vérification de la condition de non fragilité

	Section (cm ²)	$A_{S(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_S^{\min} (cm ²)	Condition
P.P	30x45	18.86	1.467	Vérifiée
P.N.P	30X45	9.24	1.467	Vérifiée

5.2.5. Vérification à l’ELS

La vérification des contraintes à l’ELS pour le béton et l’acier est présentée dans le Tableau 5.30. Pour le béton on doit vérifier :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_b$$

Et pour l’acier :

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

Y : Position de l’axe neutre déterminée par :

$$\frac{bY^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$$

I : moment d’inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

-Béton: $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

- Acier : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$

Donc $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$.

Tableau 5.17 : Vérification des contraintes des poutres

Poutre	Section	M (KN.m)		σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_s$	Condition
				MPa	MPa	MPa	MPa	
Porteuse	30x45	$M_{a(max)}$	293.80	8.74	15	74.69	201.63	Vérifiée
		$M_{t(max)}$	128.14	5.52		63.12		
Non porteuse	30x45	$M_{a(max)}$	113.89	4.57		57.98		
		$M_{t(max)}$	18.13	1.28		28.27		

5.2.6. Vérification de l’effort tranchant

La contrainte ultime de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L’effort tranchant ultime.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la poutre.

$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4MPa) = 4MPa$ (Fissuration préjudiciable).

La vérification au cisaillement est présentée dans le Tableau 6.31.

Tableau 5.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Poutre	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification
P.P	30x45	18.19	1.496	4	vérifiée
P.N.P	30x45	10.78	0.887	4	vérifiée

5.2.7. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance F_eE400 ($f_e=400$ MPa).

- Selon le RPA99 /version

$$200 \left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1.4\text{cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8$ mm

Les résultats de calcul sont résumés dans les Tableaux suivant :

Poutre porteuse et non porteuse :

Tableau 5.19 : Choix des armatures transversales

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	BEAL	RPA		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
				S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
9 ^{eme}	30x45	11.57	0.95	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	9.38	0.772	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
8 ^{eme}	30x45	15.94	1.312	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	10.21	0.840	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
7 ^{eme}	30x45	18.19	1.497	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	10.78	0.887	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
6 ^{eme}	30x45	17.84	1.468	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	9.45	0.778	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
5 ^{eme}	30x45	16.31	1.342	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	10.61	0.873	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
4 ^{eme}	30x45	16.54	1.361	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	10.17	0.837	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
3 ^{eme}	30x45	15.02	1.236	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	10.24	0.842	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
2 ^{eme}	30x45	8.117	0.668	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	6.957	0.572	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
1 ^{er}	30x45	3.95	0.325	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	5.36	0.441	24.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8
RDC	30x45	4.54	0.373	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
	30x45	6.15	0.506	21.3	15	7.5	15	7	1.35	4T8

5.2.8. Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_t$ en zone III.

Pour :

$\phi = 20$ mm $L_r = 100$ cm.

$\phi = 16$ mm $L_r = 80$ cm.

$\phi = 14$ mm $L_r = 70$ cm.

$\phi = 12 \text{ mm} \dots\dots\dots L_T = 60 \text{ cm}$.

5.2.9. Arrêt des barres

$$\left. \begin{array}{l} \text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10} \frac{L^{MAX}}{4} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \frac{L^{MAX}}{5} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Appuis en travée de rive.} \\ \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array}$$

Avec :

$$L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

5.2.10. Vérification de la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

- Poutre porteuse : $L = 635 \text{ cm}$

$$\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.135 \text{ cm}$$

- Poutre non porteuse : $L = 635 \text{ cm}$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 1.27 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre 'y₁' :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène 'I₀' :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_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 le Tableau 5.32.

Tableau 5.20 : Vérification de la flèche

	M_{Ser} KN.m	A_s (cm ²)	y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
P.P	331.63	18.86	20.32	0.06	361.83	4.56	3.02	0.18	851436.65	515148.07	540442.74
P.N.P	232.27	9.24	13.89	0.05	540.02	5.95	2.10	0.16	191254.74	107797.39	138376.28

P.P : Poutre porteuse.

P.N.P : Poutre non porteuse.

- Calcul des modules de déformation : $E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{MPa}$ $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{MPa}$

Flèche due aux déformations instantanées :

$$f_{i1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}}$$

Flèche due aux déformations différées :

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

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau 5.33.

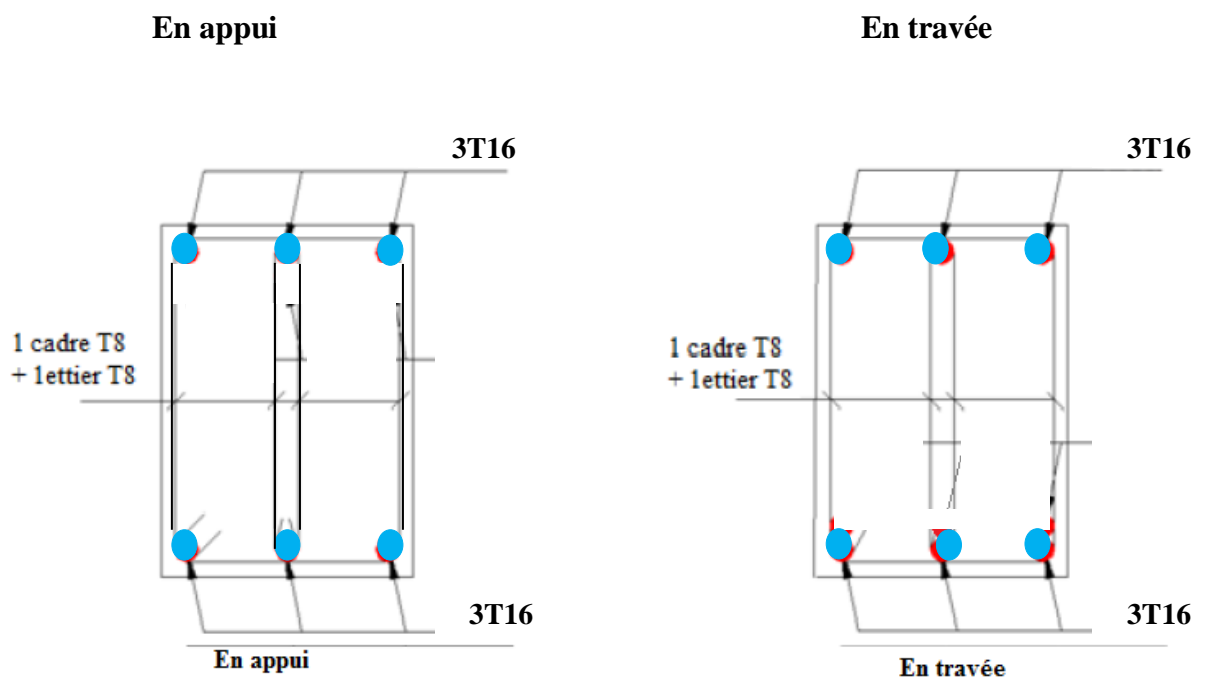
Tableau 5.21 : Vérification de la flèche (f_v)

	L (cm)	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Condition
P.P	635	8.93	8.07	0.86	1.14	Vérifiée
P.N.P	635	6.25	5.36	0.89	1.27	Vérifiée

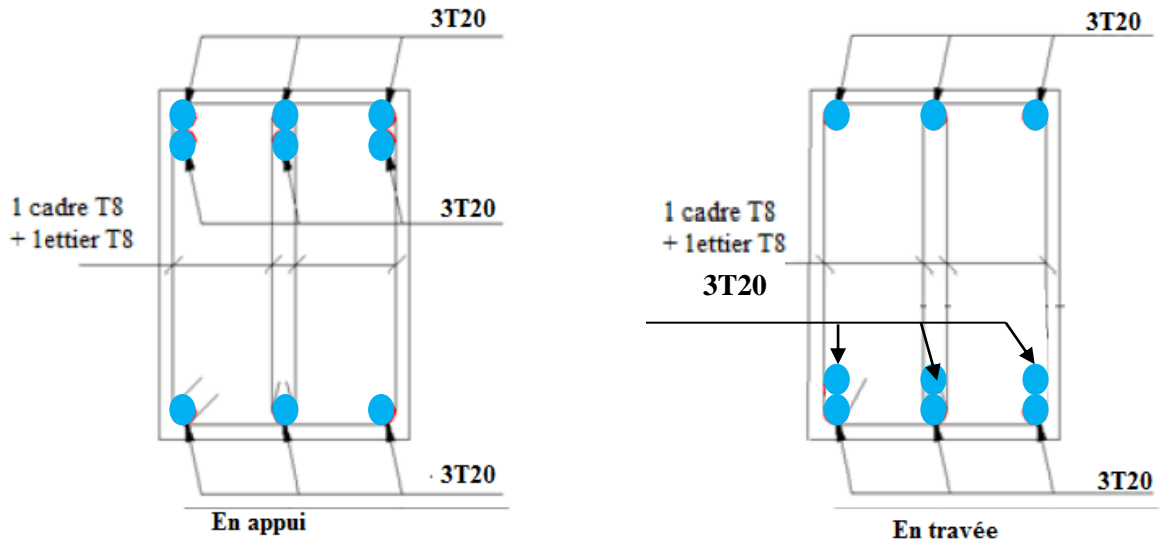
P.P : Poutre porteuse. P.N.P : Poutre non porteuse.

Les schémas de ferrailage des poutres sont présentés sur les Figures 5.13 et 5.14

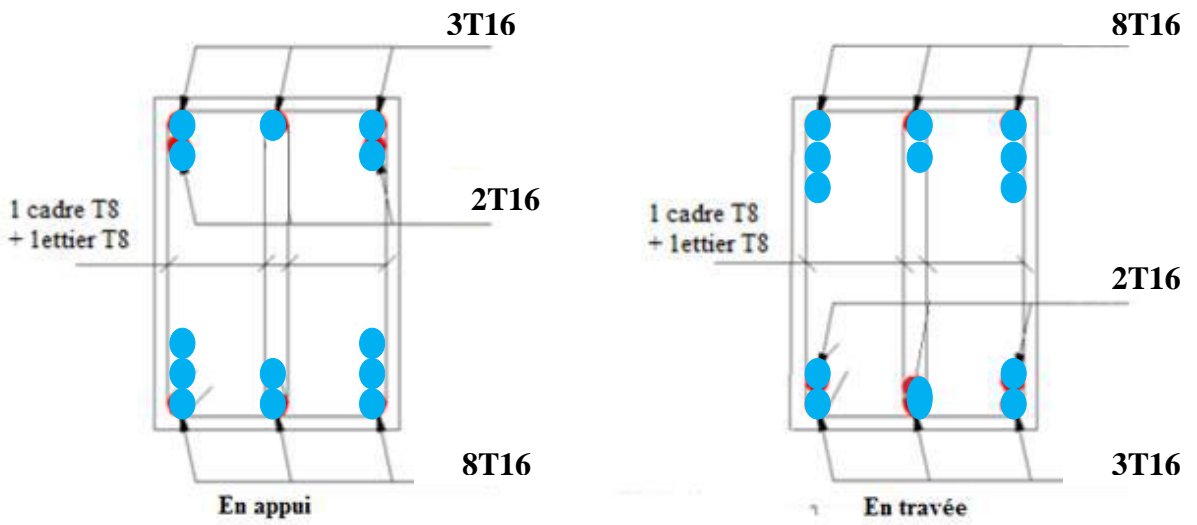
- Poutres porteuses



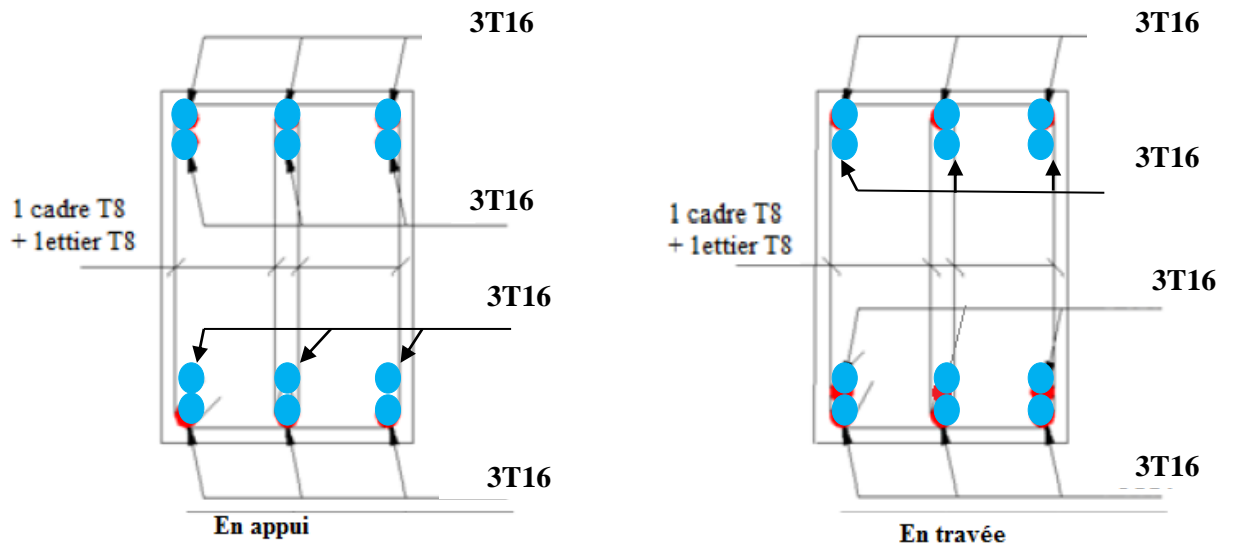
RDC



3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage



1^{er}, 2^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage



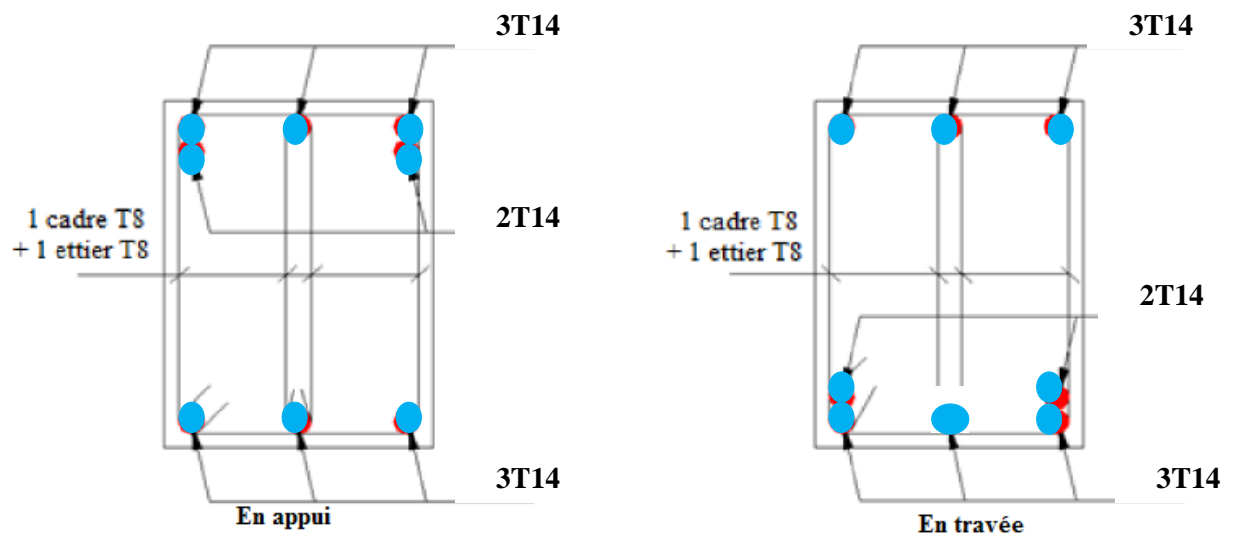
8^{ème} et 9^{ème} étage

Figure 5.6 : Ferrailage des poutres porteuses

- Poutres non porteuses :

En appui

En travée



RDC, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème}

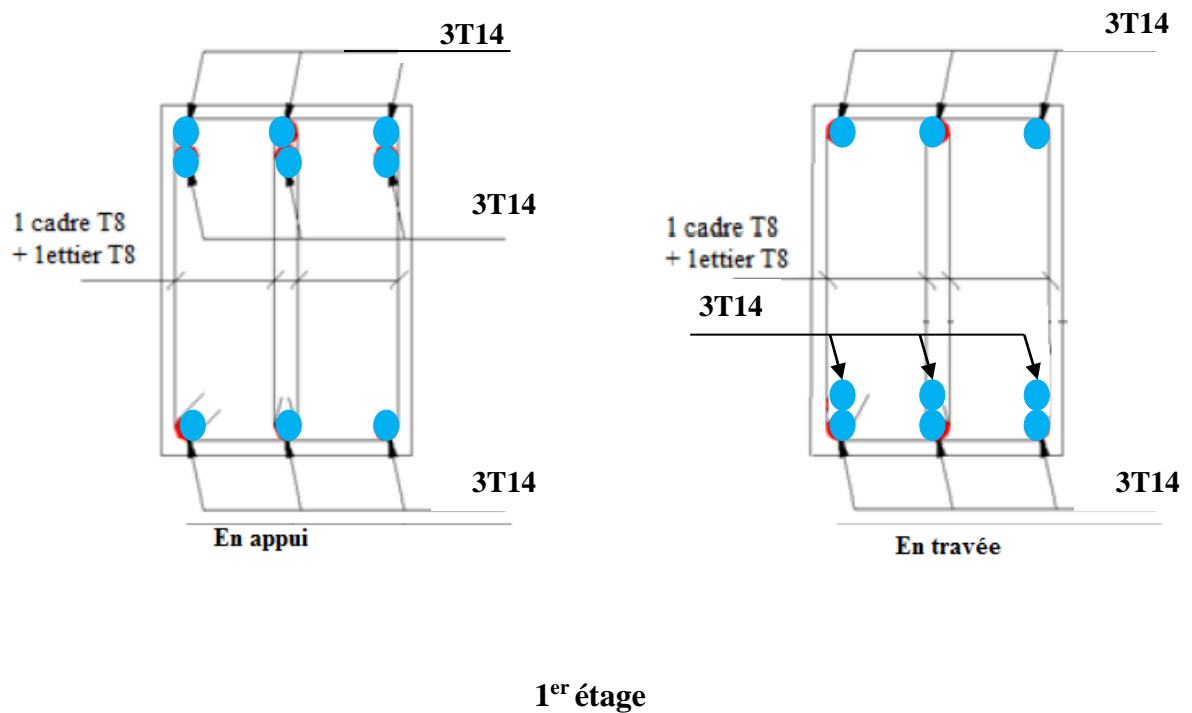


Figure 5.7: Ferrailage des poutres non porteuses

5.3. Ferrailage des voiles

5.3.1. Introduction

Les voiles et les 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.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

5.3.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables

- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

5.3.3. Rôle de contreventement

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons deux méthodes de calcul des voiles : la première méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme.

La deuxième méthode est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales. Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée, (Nu , Mu) et un effort tranchant Vu

Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette dernière méthode seront effectuées selon le code American ACI-318-02 (American Concrete Institute), tout en faisant référence aux recommandations des RPA 99 Ver. 2003 ainsi que l'Euro code 8.

5.3.4. Introduction au ferrailage des voiles

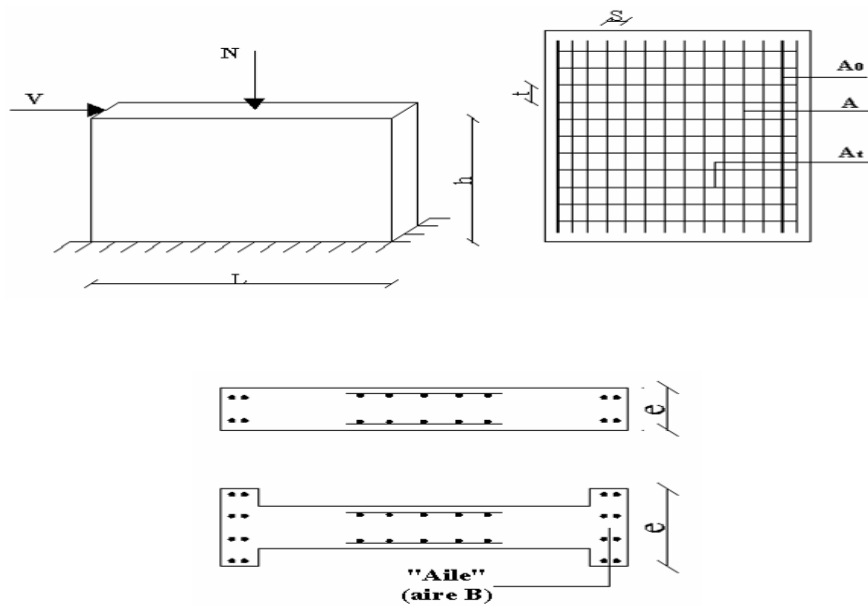
Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{\square}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ)
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_t
3. Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires au parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.



Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	A_0	$\rho_0 = A_0/B$
Verticales réparties	A	$\rho = A/es$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_t = A_t/et$

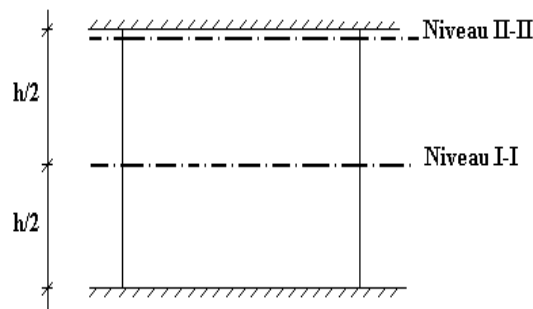


Figure 5.8. : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

5.3.4.1. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

5.3.4.2. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

- **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 0,2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
- 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 les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

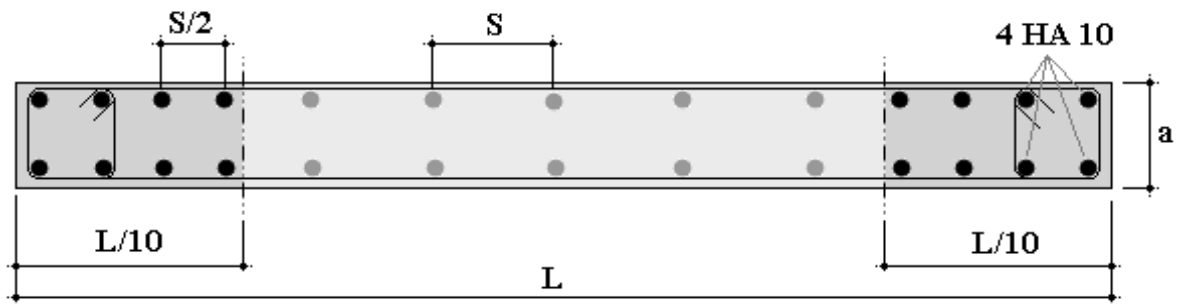


Figure 5.9: Disposition des armatures verticales dans les voiles

- **Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zone courante 0.10 %

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

$$S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases}$$

deux valeurs suivantes :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.3.4.3. Méthode de ferrailage des voiles

On calcul les contraintes maximales et minimales par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferraillage en à 3 cas :

1^{er} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armées par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{min}=0,2\% a.l$)

2^{ème} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{min} = 0.20\% .a.L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min} = 0.20\% a.L$ on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales est suivant :

$$A_h = 0.15\% .a.100 (1ml)$$

3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul le volume des contrainte pour la zone tendue.
- **Armature horizontale**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 13MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1.4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0.9h. , h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.1m$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,25\%a.1m$$

- **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1.5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- 40ϕ les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

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 : $A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

Avec : $\bar{V} = 1.4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

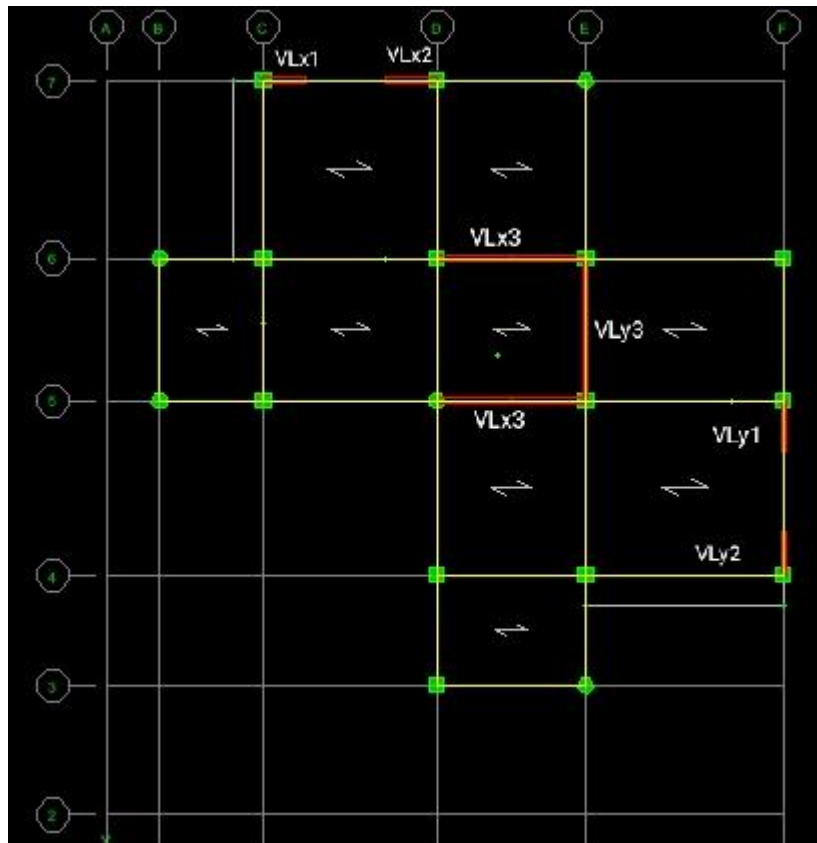


Figure 5.10 : Dispositif des voiles.

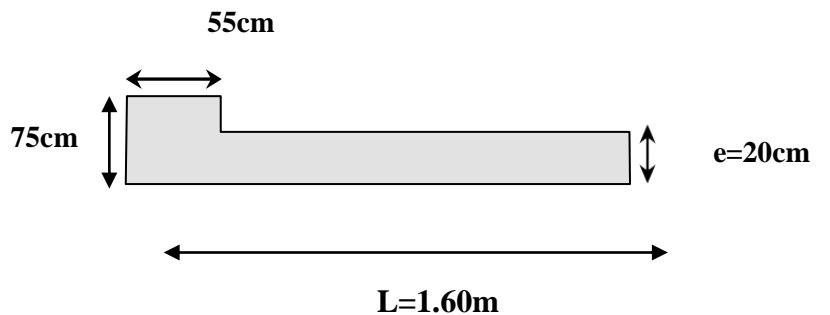
5.3.4.4. Ferraillage des voiles

Les voiles sont ferrailés par la combinaison : 0.8G ± E

5.3.4.4.1. Premier type - voile en L

- Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$



$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots \dots \dots w = \frac{I}{V}$$

Avec: A = 0.513m²

$$V = 0.603\text{m}$$

$$V' = 0.997\text{m}$$

$$I=0.106 \text{ m}^4$$

$$N = 1387.56 \text{ KN}$$

$$M = 56.47\text{KN.m}$$

$$V=18.80\text{KN}$$

$$\mathbf{1 \text{ sens} : V = 0.603 \text{ m } V' = 0.997 \text{ m}}$$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1387.56}{0.513} + \frac{56.47 \times 0.603}{0.106} \right] = 3028\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1387.56}{0.513} - \frac{56.47 \times 0.603}{0.106} \right] = -2383.56\text{KN/m}^2$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement tendue (SPC).

• **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q± E)**

$$N = 1720.27\text{KN}$$

$$M = 71.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1720.27}{0.513} + \frac{71.84 \times 0.603}{0.106} \right] \times 10^{-3} = 3.762\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 3.76\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \cdot L = \frac{23.87}{23.87 + 30.28} \times 160 = 70.53\text{cm} = 0.71\text{m}$$

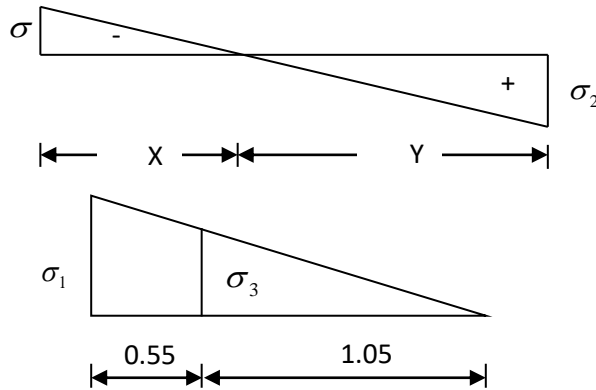
$$X = 0.71\text{m}$$

$$Y = L - X = 1.60 - 0.71 = 0.89 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



- Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1(X - b)}{X} = \frac{3028(0.71 - 1.05)}{0.71} = -1450.03 \text{ KN/m}^2$$

Détermination des armatures verticales

Partie poteau :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{3028 + 1450.03}{2} \right) \times 1.05 \times 0.75 = 1763.22 \text{ KN}$$

Partie rectangulaire :

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = 0.5 \times -1450.03 \times (0.71 - 1.05) \times 0.20 = 49.30 \text{ KN}$$

$$F_{total} = F_1 + F_2 = 1763.22 + 49.30 = 1812.52 \text{ KN}$$

D'où la section d'armatures sera calculée comme suit :

$$A_v = \frac{F_{total}}{f_e} = \frac{1812.52 \times 10}{400} = 45.31 \text{ cm}^2$$

On prend : partie poteau (12T12) → $A = 13.58 \text{ cm}^2$

: Partie rectangulaire $A = A_v - A_p = 45.31 - 13.58 = 31.73 \text{ cm}^2$

puis que on a deux nappes d'armatures on aura : $A = 31.73 / 2 = 15.87 \text{ cm}^2$

espacement exigé par le **RPA 99**

$$S = \min(1.5a, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Et pour des raisons de comportement de rigidités ; il est préférable de concentrer les armatures aux extrémités avec une bande égale à $L/10$; donc on trouve :

$$S(\text{zonenodale}) = 160 / 10 = 16 \text{ cm.}$$

Vérification des armatures vis-à-vis du RPA 99 :

$$A_{\text{calculé}} > A_{\text{min}} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{\text{tendu}} = 2.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

On opte donc pour une section :

$$A = 2(15\text{T}12/\text{st}25 \text{ cm})$$

2^{ème} sens : $V = 0.997 \text{ m}$ $V' = 0.603 \text{ m}$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1387.56}{0.513} + \frac{56.47 \times 0.997}{0.106} \right] = 3235.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1387.56}{0.513} - \frac{56.47 \times 0.997}{0.106} \right] = -2173.66 \text{ KN/m}^2$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

• **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$$N = 1720.27 \text{ KN}$$

$$M = 71.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1720.27}{0.513} + \frac{71.84 \times 0.997}{0.106} \right] \times 10^{-3} = 4.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 4.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \cdot L = \frac{21.7366}{21.7366 + 32.3593} \times 160 = 0.64m$$

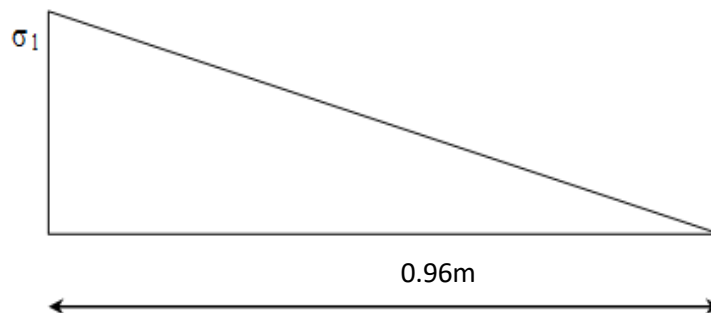
$$X = 0.64m$$

$$Y = L - X = 1.60 - 0.64 = 0.96 m$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



$$F_2 = \frac{\sigma_1 \times X}{2} \times a = \frac{2177 \times 0.64}{2} \times 0.20 = 723.21KN$$

D'où la section d'armatures sera calculée comme suit :

$$A_v = \frac{F_{total}}{f_e} = \frac{723.21 \times 10}{400} = 18.08cm^2$$

$$\text{Soit : } A = 18.08/2 = 9.04cm^2$$

On prend :

$$A = (8T12/st=15cm)$$

Pour éviter un chevauchement d'armatures entre le 1^{er} et 2^{ème} sens, on admettra la section finale d'armatures:

$$A = 2(2T12/15cm) + 2(6T12/15cm)$$

Vérification des armatures vis-à-vis du RPA 99 :

$$A_{calculé} > A_{min} = 0.2\% . b . h = \frac{0.2 \times 20 \times 55}{100} = 2.20cm^2 \dots \dots \dots C.V.$$

- **Détermination des armatures horizontales**
- **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{1.4V}{a . 0.9L} = 1.95MPa$$

$$\tau_b = 1.95MPa < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa \dots \dots \dots C.V.$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1.95MPa > \bar{\tau}_b = 0.025f_{c28} = 0.625MPa \dots \dots \dots C.V.$$

$$A_h \geq 0.25\% . a . 1m = \frac{0.25 \times 20 \times 100}{100} = 5cm^2$$

On prend : 1m : A=7T10/15cm

N.B : pour l'ensemble des voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

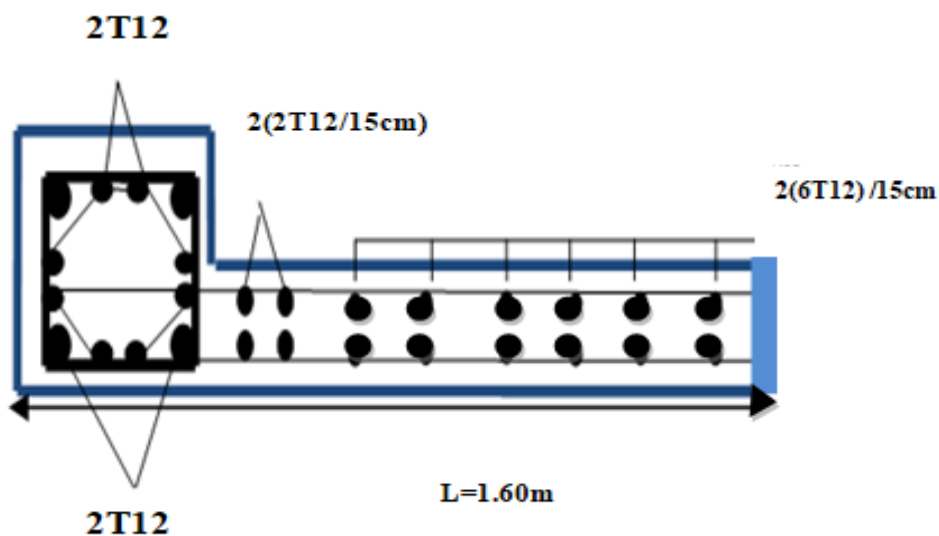
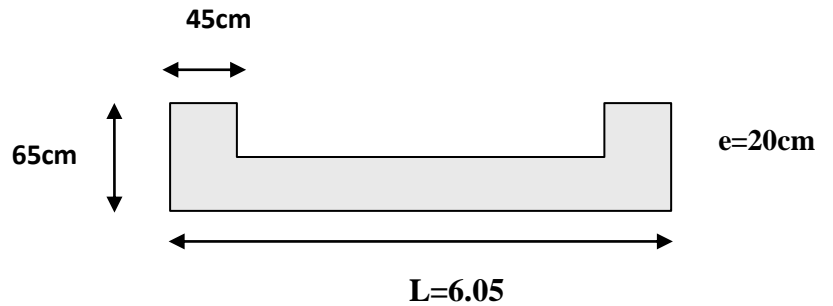


Figure 5.11: Schéma de ferrailage du voile en L VX1

5.3.4.4.1. Premier type - voile en U

- **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$



$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots\dots\dots w = \frac{I}{V}$$

- Avec: A = 1.44m²
- V = V'=3.03m
- I=5.46 m⁴
- N = 2697.83 KN
- M = 691.44KN.m
- V=11.38KN

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{2697.83}{1.44} + \frac{691.44 \times 3.03}{5.46} \right] = 2257.2KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2697.83}{1.44} - \frac{691.44 \times 3.03}{5.46} \right] = -1489.78KN/m^2$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement tendue (SPC).

• **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q± E)**

- N = 1149.03KN
- M = 846.18 KN.m

$$\sigma_1 = \left[\frac{1149.03}{1.44} + \frac{846.18 \times 3.03}{5.46} \right] \times 10^{-3} = 1.27MPa$$

$\sigma_1 = 1.27MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa \dots\dots\dots$ condition vérifiée

• **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \cdot L = \frac{1489.78}{1489.78 + 2257.2} \times 6.05 = 2.41m$$

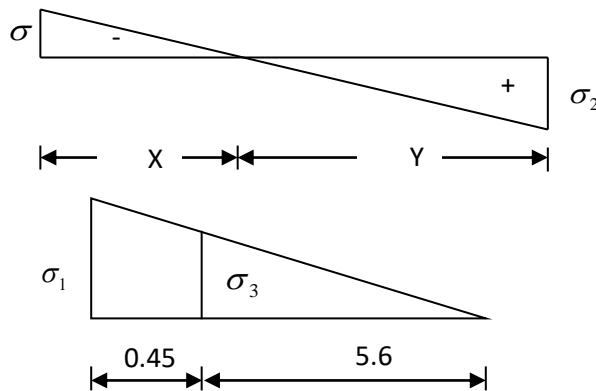
$$X = 2.41m$$

$$Y = L - X = 6.05 - 2.41 = 3.64 m$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



- Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1(X - b)}{X} = \frac{2257.2(2.41 - 5.6)}{2.41} = -1217KN/m^2$$

Détermination des armatures verticales

Partie poteau :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) b \cdot h = \left(\frac{2257.2 + 1217}{2}\right) \times 5.6 \times 0.65 = 6323.04KN$$

Partie rectangulaire :

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = 0.5 \times -1217 \times (2.41 - 5.6) \times 0.20 = 390.45KN$$

$$F_{total} = F_1 + F_2 = 6323.04 + 390.45 = 6713.5KN$$

D'où la section d'armatures sera calculée comme suit :

$$A_v = \frac{F_{total}}{f_e} = \frac{6713.5 \times 10}{400} = 167.84 \text{ cm}^2$$

On prend : partie poteau (8T20+6T16) → A=32.67 cm²

: Partie rectangulaire A=A_v-A_p=167.84-2(32.67)=102.5 cm²

puisque on a deux nappes d'armatures on aura : A=102.5/2=51.25 cm²

espacement exigé par le **RPA 99**

$$S = \min(1.5a, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Et pour des raisons de comportement de rigidités ; il est préférable de concentrer les armatures aux extrémités avec une bande égale à L/10 ; donc on trouve :

$$S(\text{zonenodale}) = 605/10 = 60.5 \text{ cm.}$$

Vérification des armatures vis-à-vis du RPA 99 :

$$A_{calculé} > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 9.64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V.$$

On opte donc pour une section :

$$A = 2(18T20/st15 \text{ cm})$$

- Détermination des armatures horizontales
- La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{1.4V}{a \cdot 0.9L} = 1.02 \text{ MPa}$$

- Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 1.02 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V.$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot 1 \text{ m} = \frac{0.25 \times 20 \times 100}{100} = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : 1 m : A=7T10/15 cm

N.B : pour l'ensemble des voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

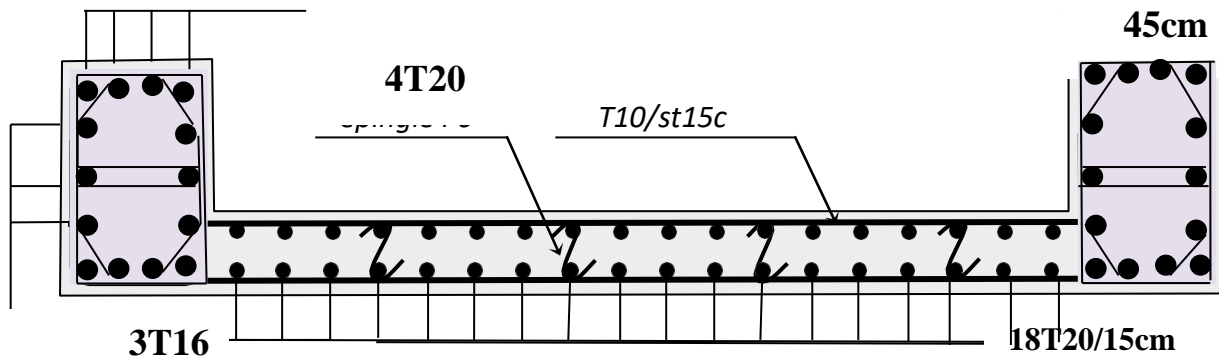


Figure 5.12 : Schéma de ferraillage du voile en U VY3

6.3.5. Caractéristiques et ferraillage des voiles

Le ferraillage de tous les voiles dans différents axes de notre bâtiment est présenté dans les Tableaux 5.36 et 5.37 respectivement.

Tableau 5.22 : Caractéristiques des voiles en L et en U

Voile	L (m)	V (m)	V'(m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A m ²	I m ⁴
VX1 en L	1.60	0.603	0.997	1387.56	56.47	18.80	0.513	0.106
VX2 en L	2.00	0.76	1.24	1704.7	28.35	12.92	0.593	0.206
VY1 en L	2.00	0.76	1.24	1841.12	15.10	17.45	0.593	0.206
VY2 en L	1.66	0.63	1.03	1488.88	18.67	12.90	0.520	0.118
VX3 en U	6.25	3.13	3.13	2476.26	957.44	42.52	1.48	5.97
VY3 en U	6.05	3.03	3.03	2697.83	691.44	11.38	1.44	5.46

Tableau 5.23 : ferrailage des voiles en L et en U

Voile	X (m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_3 KN/m ²	A _{min} RPA	A _{Calcul}	A _{adopté}
VX1 en L	0.71	3028	-2383.56	-	2.84	45.31	A _r =12T12 A _v = 2(2T12)+2(6T12)
	0.64	3235.93	-2173.66		1450.03	2.20	
VX2 en L	1.22	2982	-2772	-1172	3.31	52.34	A _r = 12T12 A _v = 2(2T12)+2(8T12)
	1.03	2708	-3047		2.98	16.33	
VY1 en L	1.54	3163	-3051	-1333	4.23	61.24	A _r = 4T16-8T14 A _v = 2(2T12)+2(4T14)
	1.12	3017	-3198		3.51	18.33	
VY2 en L	0.95	17154	-11477	-1095	7.32	92.61	A _r = 12T12 A _v = 2(5T16)+2(8T14)
	0.73	26466	-20789		5.69	47.68	
VX3 en U	2.78	2180	-1177	-935	10.51	161.76	A _r = 8T20+6T16 A _v =2(8T20) A _c =2(10T20)
					-	-	
VY3 en U	2.41	2257.20	-1489.78	-1217	9.64	167.84	A _r = 8T20+6T16 A _v =2(8T20) A _c =2(10T20)
					-	-	

5.3.7. Vérification de la contrainte limite du béton

La contrainte du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.24 : Vérification de la contrainte limite du béton

Voile	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	condition
VX1	1032.9	45.107	0.36	Vérifiée
VX2	1397.37	44.97	10.21	Vérifiée
VX3	774.8	42.44	5.69	Vérifiée
VY1	392.62	43.339	5.01	Vérifiée
VY2	1574.94	289.01	11.37	Vérifiée
VY3	1844.52	115.35	10.84	Vérifiée

5.3.8.1. Vérification de l'effort tranchant

La relation suivante doit être vérifiée :

$$\tau_b = \frac{1.4\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile $d=0.9h$.

h : hauteur totale (largeur) de la section brute.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.25 : Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (KN)	τ_b (MPa)	condition
VX1	18.07	0.771	Vérifiée
VX2	51.49	0.94	Vérifiée
VX3	87.95	1.55	Vérifiée
VY1	62.11	0.277	Vérifiée
VY2	108.66	2.6	Vérifiée
VY3	130.12	3.95	Vérifiée

Chapitre 6

Etude de fondation

6.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

6.2. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types de semelles : les semelles continues, les semelles isolées et les semelles des radiers (Figure 6.1). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).

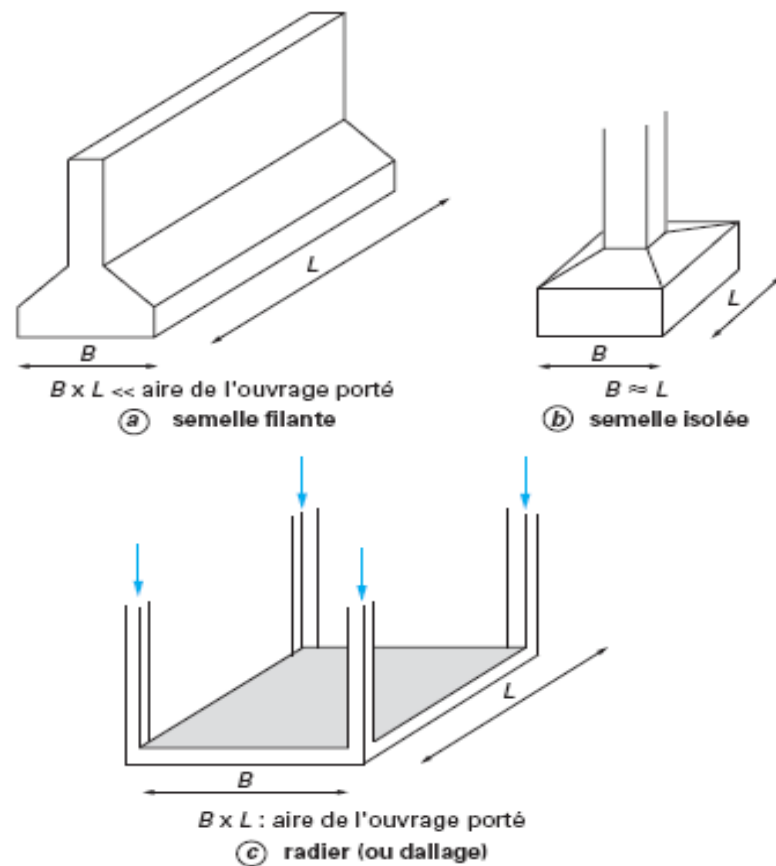


Figure 6.1. Type des fondations superficielles

6.3. Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,.....
- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- **Le site** : urbain, campagne, montagne, bord de mer,.....
- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence d'eau,.....
- **Le cout des fondations** : facteur important mais non décisif.

6.4. Conseils pour les fondations

Avant de réaliser les fondations, les conseils suivants doivent être prendre en considération :

- Ne jamais oublier que le séisme arrive par le sol puisque la terre tremble,
- Toujours rechercher le bon sol pour l'assise des semelles,
- Les poteaux sont à liaisonner par un réseau bidirectionnel de longrines,
- Eviter les sols lâches et les remblais qui amplifient l'effort sismique,
- Eviter les terrains gorgés d'eau et les sols formés de grains fins et de même diamètre,

6.4. Calcul des fondations

Dans un premier temps, l'ingénieur cherchera à fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols autorisent). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter les charges et les surcharges appliquées sur la superstructure. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations.

6.4.1. Choix de fondations

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, si non on choisi un radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'E.L.S.
- S : La surface de la fondation.
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 2 bars.

Remarque

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai de sol. Dans certains cas, les contraintes limites du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixée à l'avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc.... (document technique réglementaire DTR-BC 233.1). Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 2 bars sur 3 m de profondeur.

6.4.1.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

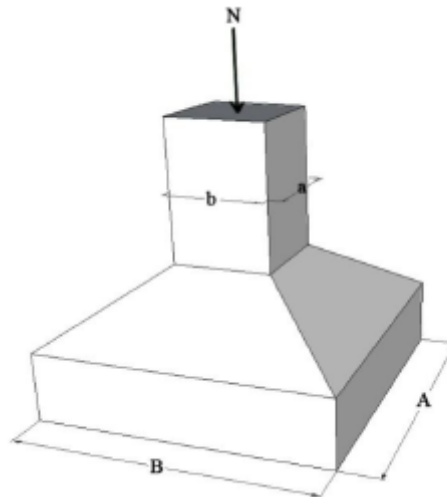


Figure 6.2. Dimensions de la semelle isolée

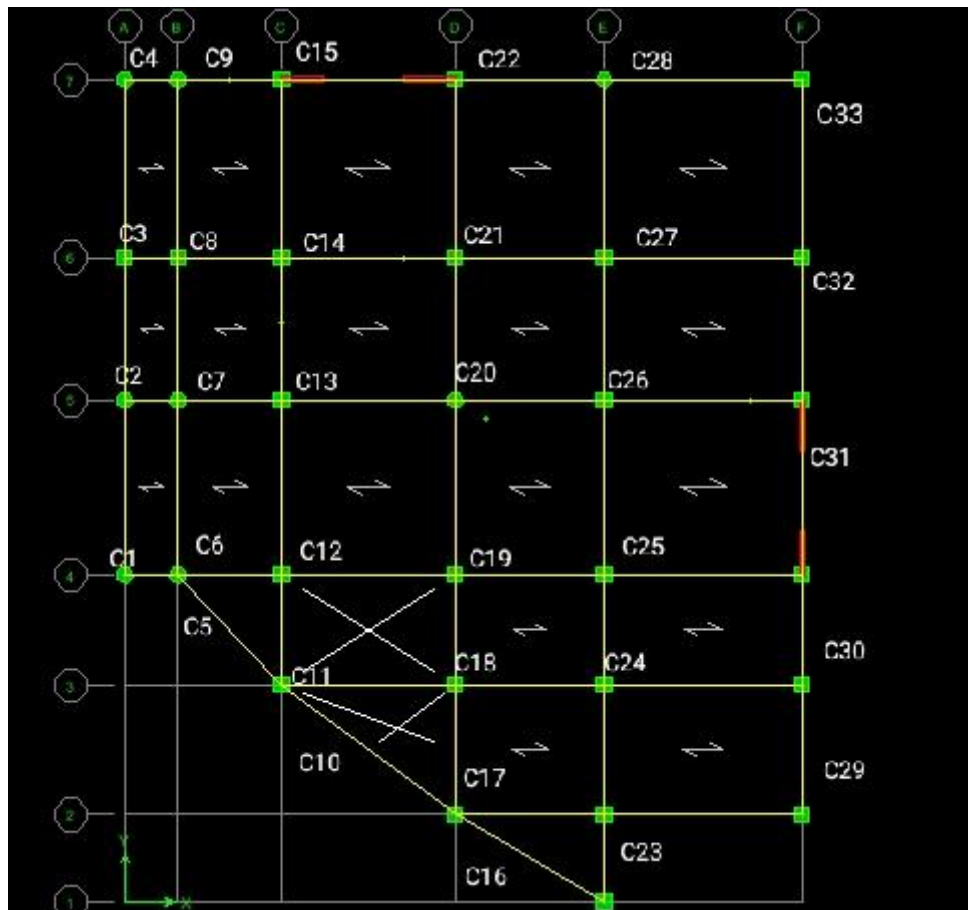


Figure 6.3. Disposition des poteaux

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont regroupés dans le Tableau 6.1.

Tableau 6.1. Sections des semelles isolées

Poteau	N (KN)	A (m)	A choisie (m)
C ₁	492,57	1,56	2.00
C ₂	819,77	2,02	2.20
C ₃	1541,32	2,77	2.80
C ₄	1946,31	3,11	3.20
C ₅	2190,82	3,30	3.50
C ₆	638,53	1,78	2.00
C ₇	966,76	2,19	2.20
C ₈	2236,33	3,34	3.50
C ₉	3963,64	4,45	4.50
C ₁₀	4463,49	4,72	4.80
C ₁₁	3688,48	4,29	4.40
C ₁₂	650,38	1,80	2.00
C ₁₃	1497,2	2,73	2.80
C ₁₄	2711,36	3,68	3.80
C ₁₅	3455,68	4,15	4.20
C ₁₆	2377,42	3,44	3.50
C ₁₇	1716,03	2,92	3.00
C ₁₈	1262,96	2,51	2.80
C ₁₉	2677,22	3,65	3.80
C ₂₀	1411,16	2,65	2.80
C ₂₁	1011,37	2,24	2.40
C ₂₂	359,67	1,34	1.40
C ₂₃	1695,27	2,91	3.00
C ₂₄	487,85	1,56	1.80
C ₂₅	227,3	1,06	1.20
C ₂₆	473,05	1,53	1.80

C ₂₇	456,1	1,51	1.80
C ₂₈	254,01	1,12	1.50
C ₂₉	2174,6	3,29	3.50
C ₃₀	286,93	1,19	1.20
C ₃₁	1380,63	2,62	2.80
C ₃₂	663,82	1,82	2.00

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min} = 2.05\text{m}$ (valeur entre axe minimum entre deux poteaux) :

$$\text{Et : } B = A = 4.80 \text{ m}$$

Alors :

$$1.5 \times 4.80 = 7.20 \text{ m} > L_{\min} = 2.05\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

6.4.1.2. Semelles filantes

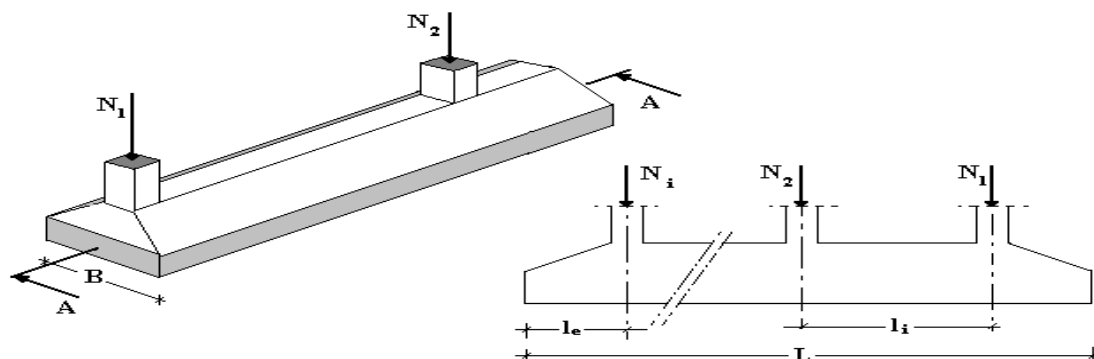


Figure 6.4. Semelle filante

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

On a :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

N : effort normal prévenant de l'axe ou la file considéré ($N_{poteaux}+N_{voiles}$).

S : section de la semelle (S=B.L).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

La section des semelles filantes sont présentées au Tableau 6.2.

Tableau 6.2. Dimensions des semelles filantes

Sens	Axe	File	N (KN)	L (m)	B (m)	Bchoisie (m)
X-X	1		45305,2	13,731	1.62	1.80
	2		0	18,51	0	0
	3		1530,94	19,147	1.11	1.50
	4		3574,04	15,873	1.12	1.50
	5		7366,85	10,923	3.37	3.50
	6		9535,38	10,923	4.36	4.50
	7		11167,39	12,718	4.39	4.50
Y-Y		A	1040,75	22,163	1.23	1.80
		B	3063,79	22,163	1.69	1.80
		C	7224,72	19,9	1.81	2.0
		D	9025	16,732	2.69	2.80
		E	12912,45	14,341	5.23	5.50
		F	7796,19	16,63	2.34	2.50

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2.5 \times B \leq L_{\min}$$

Avec L_{\min} représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

- * Sens X-X : ($L_{\min} = 2.05\text{m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 4.50 = 11.25 \text{ m} > L_{\min} = 2.05 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- * Sens Y-Y : ($L_{\min} = 3.73 \text{ m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 3.73 = 9.325 \text{ m} > L_{\min} = 3.73 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

6.4.1.3. Radier général

Le radier est une épaisse couche de béton armé, coulé directement sur le sol pour constituer l'assise et le plancher bas d'une construction (Figure 6.6). La dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée (dalle mince et raidie par des nervures croisées de grande hauteur).

Notre bâtiment est fondé sur un radier nervuré qui est le plus économique que les autres types et le plus utilisé à la pratique.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

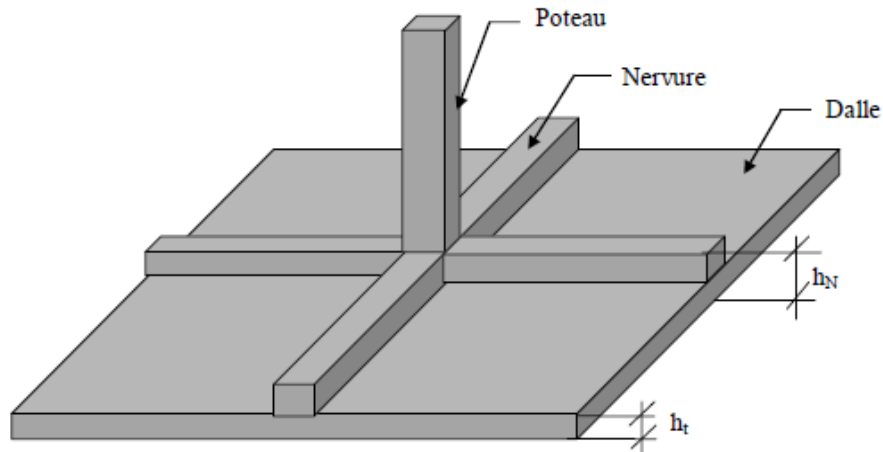


Figure 6.5. Radier en béton armé

a). Surface nécessaire

La contrainte maximale de la superstructure ne doit pas dépasser celle provoquée par la fondation.

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{ser}}{S_r} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_r \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

S_r : surface du radier.

P_{ser} : poids total à l'ELS

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa.}$$

Le poids total est la somme du poids de la superstructure et de l'infrastructure, soit :

$$P_{ser} = P_{sup} + P_{inf} = 5663.59 + 2770.42 = 8434.01 \text{ KN}$$

$$S_r > P_{ser} / 0.2 = 42.17 \text{ m}^2$$

On constate que la surface du radier (S_r) est inférieure à celle du bâtiment (S_b), donc on

prend : $S_r = S_b = 859.02 \text{ m}^2$

b). Pré dimensionnement de la dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h_1.$$

Avec :

L_{\max} : portée maximale entre axe de deux poteaux ($L_{\max}=6.88$ m)

Donc :

$$688/20 = 34.4 < h_1$$

On prend : $h_1=40$ cm

- Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.EI}{b.K}}$$

D'où :

I : Inertie de la section transversale du radier.

E : Module d'élasticité du béton ($E=3.216 \times 10^4$ MPa).

$b=1$ m : Largeur de la semelle par band d'un mètre.

K : Coefficient de raideur du sol.

- $K=0.5$ Kg/cm³.....pour un très mauvais sol.
- $K=4$ Kg/cm³.....pour un sol de densité moyenne.
- $K=0.5$ Kg/cm³.....pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=4 \text{ Kg/cm}^3$.

On aura :

$$h_2 = \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (2 \frac{L_{\max}}{\pi})}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 45.71 \text{ cm}$$

● Condition de cisaillement

On a :

$$T_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_u = \frac{ql}{2}; q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u = 62310.31 \text{ KN}$, $L=6.88 \text{ m}$, $b=1 \text{ m}$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{N_u l}{2 S_{rad} bd} = \frac{N_u l}{2 S_{rad} b(0.9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_3 \geq \frac{N_u l}{2 S_{rad} b(0.9h)} \Rightarrow h_3 \geq 62.27 \text{ cm}$$

Conclusion : $h_r = \max(h_1, h_2, h_3) = 62.27 \text{ cm}$

On prend $h_r = 65 \text{ cm}$.

c). Pré dimensionnement de nervures

● Condition de coffrage

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max}=6.88 \text{ m}$

$$45.86 \leq h_{N1} \leq 68.8$$

On prend : $h_{N1} = 50 \text{ cm}$

- La hauteur de nervures

* Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 x U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u = 62310.31$ KN: effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

U_c : périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b) + 2h]$)

a,b : dimensions du poteau (55x55) cm².

$$N_u \leq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$$

$$62310.31 \text{KN} \leq 16261763.66 \text{KN} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

* Condition de coffrage

La hauteur de nervures est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N2} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max} = 6.88$ m

$$45.86 \leq h_{N1} \leq 68.8$$

On prend : $h_{N2} = 90$ cm.

* Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.EI}{b.K}}$$

D'où :

I : Inertie de la section transversale du radier.

E : Module d'élasticité du béton ($E = 3.216 \times 10^4$ MPa).

$b=1\text{ m}$: Largeur de la semelle par band d'un mètre.

K : Coefficient de raideur du sol.

- $K=0.5\text{ Kg/cm}^3$ pour un très mauvais sol.
- $K=4\text{ Kg/cm}^3$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=0.5\text{ Kg/cm}^3$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=4\text{ Kg/cm}^3$.

Si les charges sont transmises à la poutre (nervure ou dalle du radier) par l'intermédiaire des poteaux de largeur « a » non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $\frac{\pi}{2} L_e + a$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre sera calculée comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Donc :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entreaxe}} ; a = 55\text{ cm (largeur du poteau),}$$

$$L_{\text{entre axe}} = 6.88\text{ m} \Rightarrow l_e \geq 3.18\text{ m}$$

On calcule la valeur de h :

$$h_{N3} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (l_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{N3} \geq 33.66\text{ cm}$$

Conclusion : $h_r = \max(h_{N1}, h_{N2}, h_{N3}) \Rightarrow \text{on prend } h_N = 90\text{ cm}$

d). Calcul de débordement

$$D \geq \max\left(\frac{h_N}{2}; 30\text{cm}\right)$$

On a : $h_N = 90 \text{ cm}$

$$D \geq \max(45; 30\text{cm})$$

On prend : **D= 50 cm.**

Les Caractéristiques géométriques du radier sont résumées comme suit:

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure :
 - $h_N = 90 \text{ cm.}$
 - $b = 55 \text{ cm.}$
- Débordement : $D = 50\text{cm}$
- Nouvelle surface avec débordement :

$$S_i = 859.02 \text{ m}^2$$

- Position du centre de gravité
 - $X_G = 12.57\text{m.}$
 - $Y_G = 12.71 \text{ m.}$
- Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 26715.525 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 93134.25 \text{ m}^4$$

e). Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de notre ouvrage qui est sous l'effet 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.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$\text{Avec : } M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0 , V_0 sont déterminés à laide de l'ETABS.

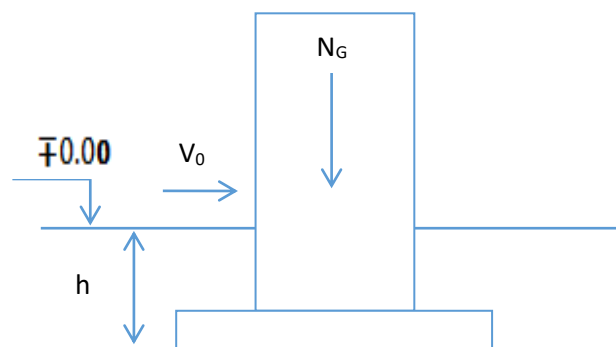


Figure 6.6.Schéma statique du bâtiment

- Sens x-x : $M_S = P_T \times X_G$

Avec :

P_T : Poids de la structure y compris le poids du radier.

P_S : Poids de la structure.

P_R : Poids de radier.

$$P_T = P_S + P_R = 48897.79 + (859.02 \times 0.65 \times 25) = 62856.86 \text{ KN}$$

X_G : La position du centre de gravité.

Donc:

$$M_S = 62856.86 \times 12.57 = 790110.79 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = 35260.21 \text{ KN.m} \\ V_0 = 3431.83 \text{ KN} \quad M_{Rx} = 45565.78 \text{ KN.m} \\ h = 3 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 17.34 > 1.5$$

- Sens y-y:

$$M_S = P_T \times Y_G = 62856.86 \times 12.71 = 798910.6 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = 35665.65 \text{ KN.m} \\ V_0 = 3470.05 \text{ KN} \quad M_{Rx} = 46073.27 \text{ KN.m} \\ h = 3 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7.06 > 1.5$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1.5.

Notre structure est stable dans les deux sens.

f). Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

- Sollicitation du premier genre:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{1246206.2}{859.02} = 1.45 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

- Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

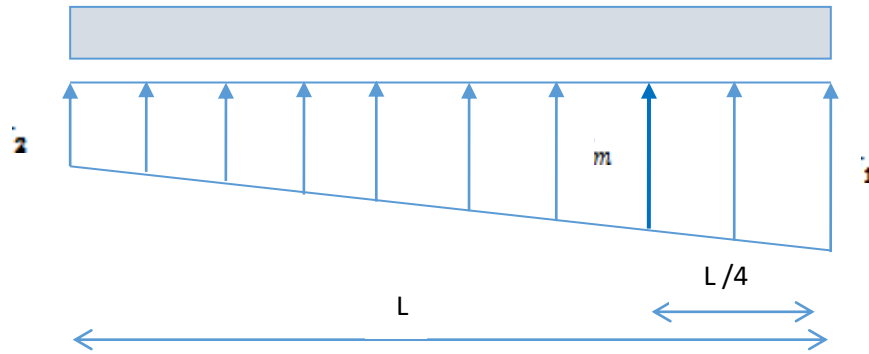


Figure 6.7. Contraintes sous radier

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

σ_1 : contrainte maximale du sol

σ_2 : contrainte minimale du sol

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : positif pour éviter des tractions sous le radier.352.1

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\sigma_{sol}$$

✓ ELU : $N_u = 84396.25\text{KN}$ $\sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2$

Tableau 6.3. Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	$\sigma(L/4)$ KN/m ²
Sens x-x	4627.70	-4431.2	2362.97
Sens y-y	1427.04	-1230.55	762.64
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} = 3$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

✓ ELS : $N_{ser} = 1246206.2 \text{KN}$ $\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$

Tableau 6.4. Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	$\sigma(L/4)$ KN/m ²
Sens x-x	5980.19	-3078.73	3715.46
Sens y-y	2779.58	121.88	2115.155
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} = 3$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

6.4.2. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle se fait comme pour une dalle de plancher.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

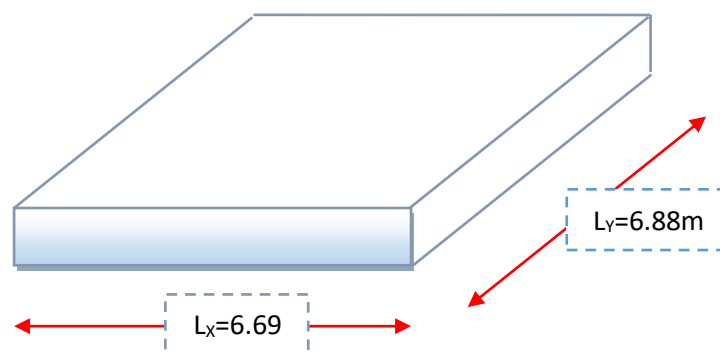


Figure 6.8. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

6.4.2.1. Ferrailage de la dalle du radier

Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$: La dalle travaille dans un seul sens.

On a :

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.89 < 1.0$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

❖ **Panneau de rive**

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x \\ M_{ty} = 0.85 M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \quad (\text{autre appui})$$

❖ **Panneau intermédiaire**

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x \\ M_{ty} = 0.75 M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$$

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

- ELU :

$$q_u = \sigma_m \cdot 1 \text{ ml} = 2362.97 \text{ KN/m}$$

- ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m \cdot l_{ml} = 3715.46 \text{ KN/m}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$$\text{ELU} : \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.5802 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

• ELU

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0456 \times 2362.97 \times (6.69)^2 = 4822.53 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.7834 \times 4822.53 = 3777.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 4822.53 = 3616.89 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 3777.97 = 2833.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 2411.26 \text{ KN.m}$$

• ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 0.0528 \times 3715.46 \times (6.69)^2 = 8780.08 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.5802 \times 8780.08 = 7464.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 8780.08 = 6585.06 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 7464.82 = 5598.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 4390 \text{ KN.m}$$

Tableau 6.5. Calcul des moments

	ELU	ELS
$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	3616.89	6585.06
$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	2833.47	5598.6
$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	2411.26	4390
$M_{ay} \text{ (KN.m)}$	2411.26	4390

❖ Résultats de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau 6.6 (Annexe 1)

Avec : Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 0.9h = 36\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$

Tableau 6.6. Ferrailage de la dalle

	Sens	M_u (N .m)	μ	α	Z (mm)	A_S^{cal} (cm^2)	Choix	A_S^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	3616.89	0.098	0.129	341.68	10.30	7T14	10.78	14
	y-y	2833.47	0.077	0.100	345.55	11.71	7T14	10.78	14
Appui	x-x	2411.26	0.065	0.008	348.48	6.22	8T12	9.05	12
	y-y								

Vérification nécessaires

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.45\text{cm}^2 < 10.78\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 6.7. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérifié e
Travée	x-x	6585.6	10.52	26715.52	5.89	15	252.69	201.63	Non
	y-y	5598.6	10.52	93134.25	5.01		214.30		Non
Appuis	x-x	4390	9.15	26715.52	4.40	15	226.52	201.63	Non
	y-y								

Remarque : les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau 6.8. Ferrailage final de la dalle

	Sens	Choix	A_S^{adp} (cm ²)	Esp
Travée	x-x	8T16	16.08	12
	y-y	8T16	16.08	12
Appui	x-x	8T14	12.32	12
	y-y			

Tableau 6.9. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	x-x	6585.6	11.77	26715.52	5.33	15	195.30	201.63	Oui
	y-y	5598.6	11.77	93134.25	4.53		166.04		Oui
Appuis	x-x	4390	10.52	26715.52	3.93	15	168.04	201.63	Oui
	y-y								

Le ferrailage de la dalle du radier est présenté sur la Figure 6.10

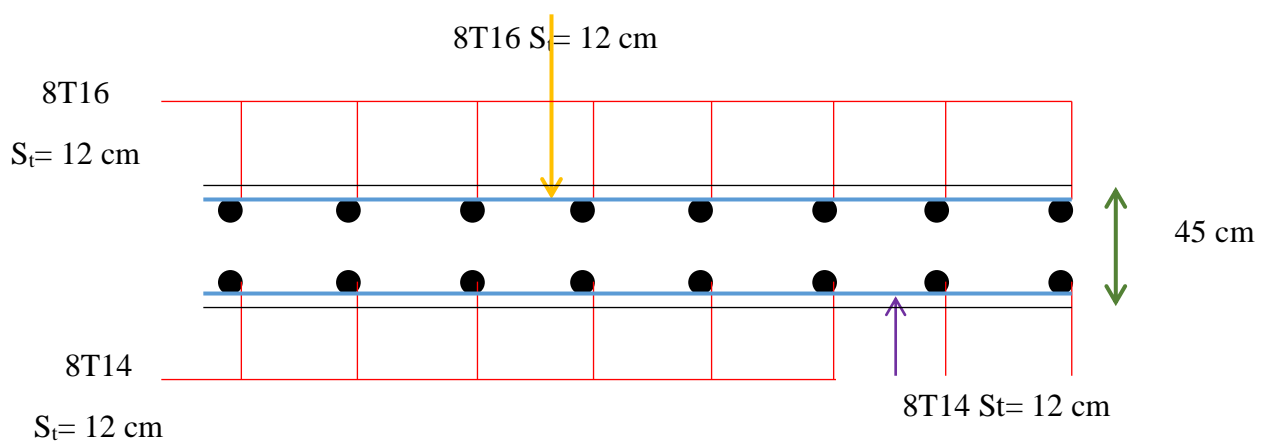


Figure 6.9. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m

6.4.2.2. Ferrailage des nervures

Le moment est calculé par : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$

❖ Calcul des armatures

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=55\text{cm}$; $h=90\text{cm}$; $d=0.9h=81\text{cm}$ (Méthode de calcul voir annexe I) :

✓ Sens x-x :

Tableau 6.10. Ferrailage des nervures

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
Travée	2362.97	11884	0.068	0.088	78.11	43.7	14T20	43.98
Appuis		6990	0.026	0.077	75.36	26.65	18T14	27.71

Sens y-y :

Tableau 6.11. Ferrailage des nervures

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
Travée	2362.97	11236.7	0.089	0.011	77.19	41083	14T20	47.12
Appuis		6609.8	0.064	0.083	78.29	24.26	8T20	28.27

❖ Vérification nécessaires

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.89\text{cm}^2 < 28.27\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 6.12. Vérification des contraintes

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
Travée	381.44	11.20	250004.83	18.19	15	451.88	201.63	Non
Appuis	224.38	9.12	293484.81	8.32		463.9		Non

Remarque : les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau 6.13. Ferrailage final des nervures

	Choix	As (cm ²)
Travée	20 T20	62.86
Appui	12 T20	37.71

✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 8128.6kN$$

$$\tau_u = \frac{8128.6 \cdot 10^3}{550 \times 810} = 1.82MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

❖ **Armatures transversales**

✓ BAEL 91 modifier 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.505\text{MPa}$$

✓ RPA99 (version 2003) :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 22.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2.00\text{cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1.01\text{ Mpa}$; $f_{t28}=2.1\text{Mpa}$; $b=55\text{cm}$; $d=81\text{ cm}$

On prend :

$S_t=10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3.75\text{cm}^2$$

On prend : $A_t = 6\text{T10} = 4.71\text{ cm}^2$

Le ferrailage des nervures, dans les deux sens est présenté sur les Figures 6.10 et 6.11.

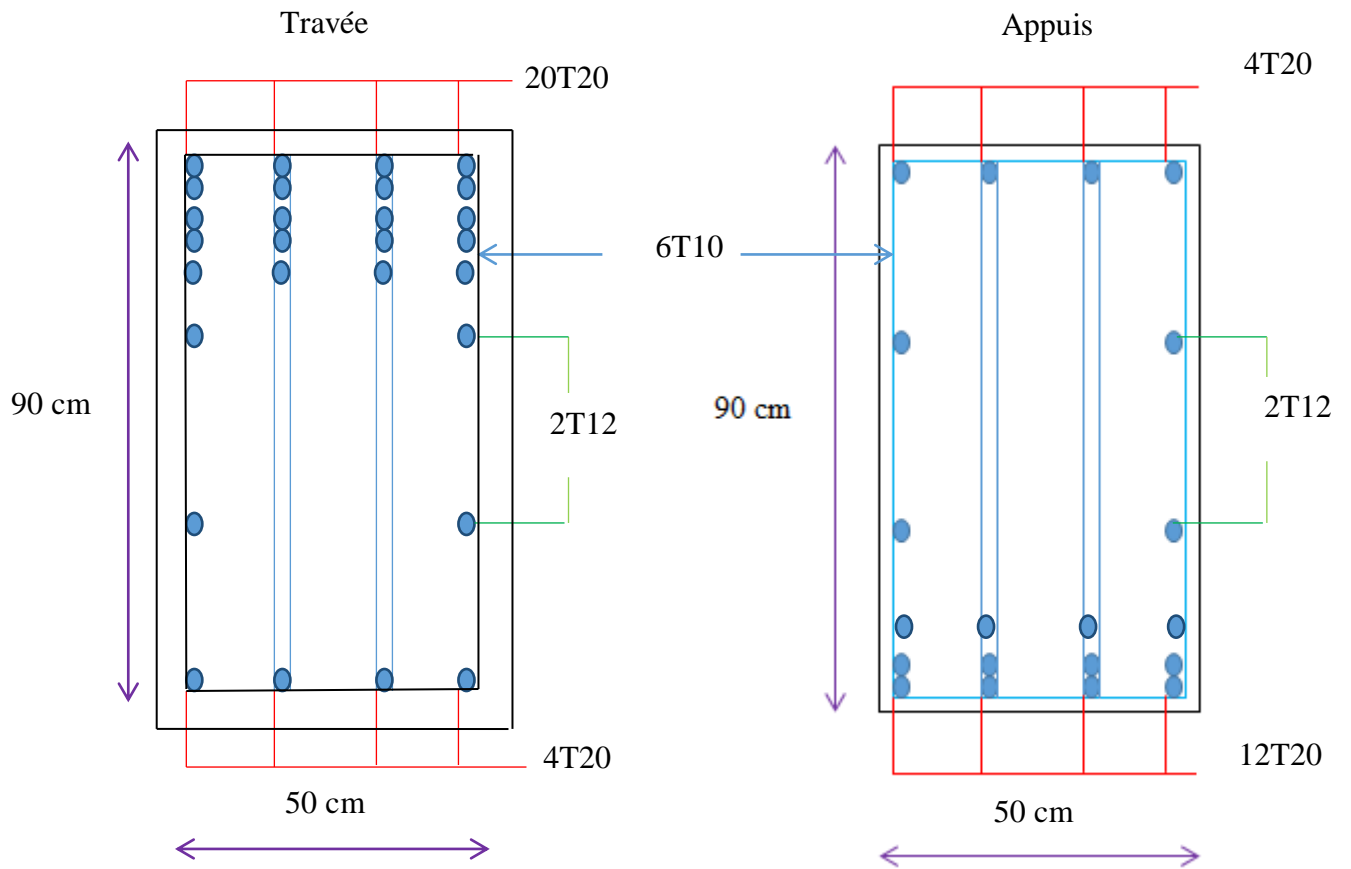


Figure 6.10. Ferrailage des nervures sens x-x

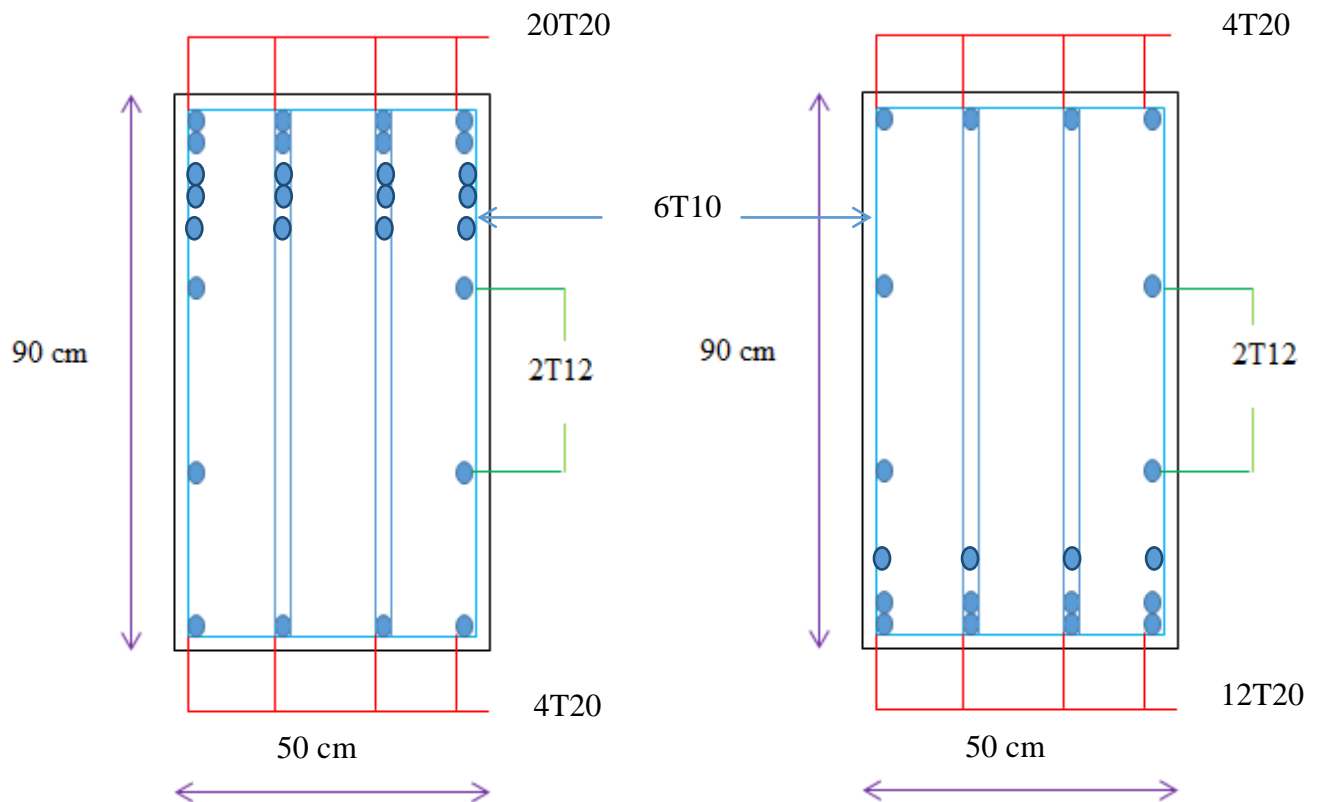


Figure 6.11. Ferrailage des nervures sens y-y

6.4.2..3. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0.50$ m.

Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

❖ Evaluation des charges et surcharges

E.L.U : $q_u = 2362.97$ kN/ml \longrightarrow Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 3715.46$ kN/ml \longrightarrow Pour une bande de 1m.

❖ Calcul des sollicitations

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

$$\text{➤ E.L.U : } M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 357.39 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \cdot L = 129.96 \text{ KN}$$

$$\text{➤ E.L.S : } M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 561.96 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot L = 204.35 \text{ KN}$$

❖ Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 50\text{cm}$, $d = 45.5\text{cm}$

Les résultats de ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.14. Ferrailage du débord

M_u (kNm)	M	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
21.49	0.17	0.23	41.15	2.49	6T14	9.24

Condition de non fragilité

- Armatures longitudinales : $A_s^{\text{choisit}} = 6\text{T}14 = 9.24\text{cm}^2$, esp = 15cm.
- Armatures transversales : $A_r = \frac{A_s}{4} = 2.31\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}12 = 4.52\text{cm}^2$, esp = 12cm.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 6.15. Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
561.96	10.54	293484.81	1.10	15	48.12	201.63	Vérifiée

6.4.3. Etude du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il a une grande rigidité, crée à la base de caisson rigide et indéformable avec les planchers de RDC et les fondations.

6.4.3.1. Pré dimensionnement

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ❖ Epaisseur $e \geq 20\text{cm}$
- ❖ Les armatures sont constituées de deux nappes.

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ❖ Les ouvertures du voile ne doivent pas réduire sa rigidité.
- ❖ La longueur de recouvrement est de 50 Ø avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

• **Armatures verticales**

$$A_v = 0.1 \times \frac{e \times b}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \text{ avec espacement } s = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures horizontales**

$$A_h = 0.1 \times \frac{e \times h}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \text{ avec espacement } s = 20 \text{ cm}$$

La Figure 6.13 présente le ferrailage du voile périphérique.

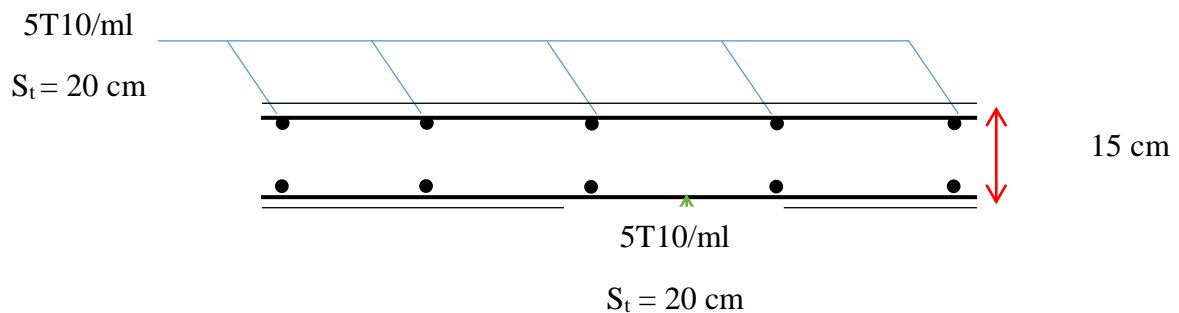


Figure 6.12. Ferrailage du voile périphérique

6.4.4. Ferrailage de longrine

D'après RPA99 /modifié 2003, les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a). Dimensionnement

Pour les sites de catégories S₂, S₃ on doit disposer des longrines de (55x55) cm².

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone 3 et un $\alpha = 10$)

$$N = 62310.31 \text{ KN}$$

$$F = \frac{62310.31}{10} = 6231.03 \geq 20kN \dots \dots \dots CV$$

b). Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{62310.31}{347.8} = 17.91 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 55^2 \cdot \frac{2.1}{400} = 15.88 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0.6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 55 \times 55 = 18.15 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T20 = 18.85 \text{ cm}^2$

c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} fe, \max(0.5 fe; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67 MPa, \max(200 MPa; 201.63 MPa) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 MPa$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{4463.8}{10} = 446.38 KN$$

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{446.38}{201.63} = 2.21 cm^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

d). Armatures transversales

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA99/Version 2003 par :

$$S_t = \min(20 cm; 15 \phi_l)$$

On prend : $\phi = 8 mm$
 $\phi_l = 12 mm$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.2) cm = 18 cm$$

Soit: $S_t = 15 cm$

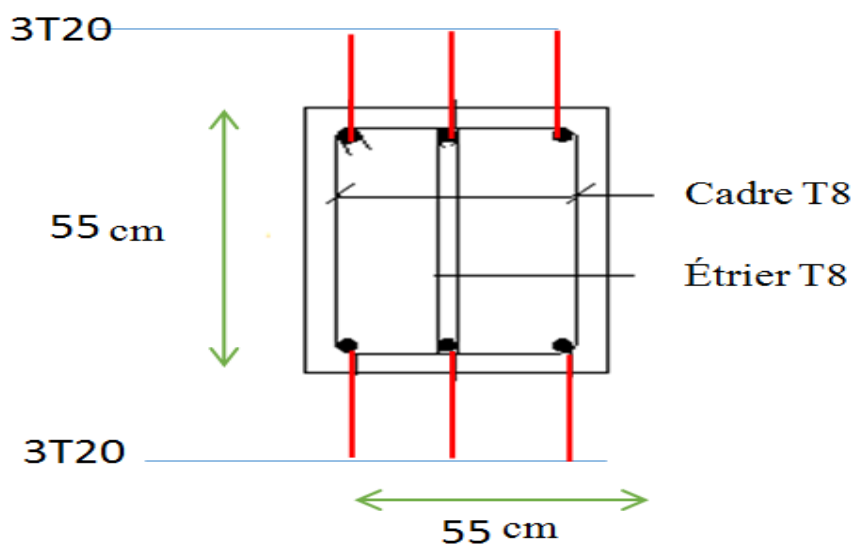


Figure 6.13 : Ferrailage longrine

Conclusion générale

Conclusion générale

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

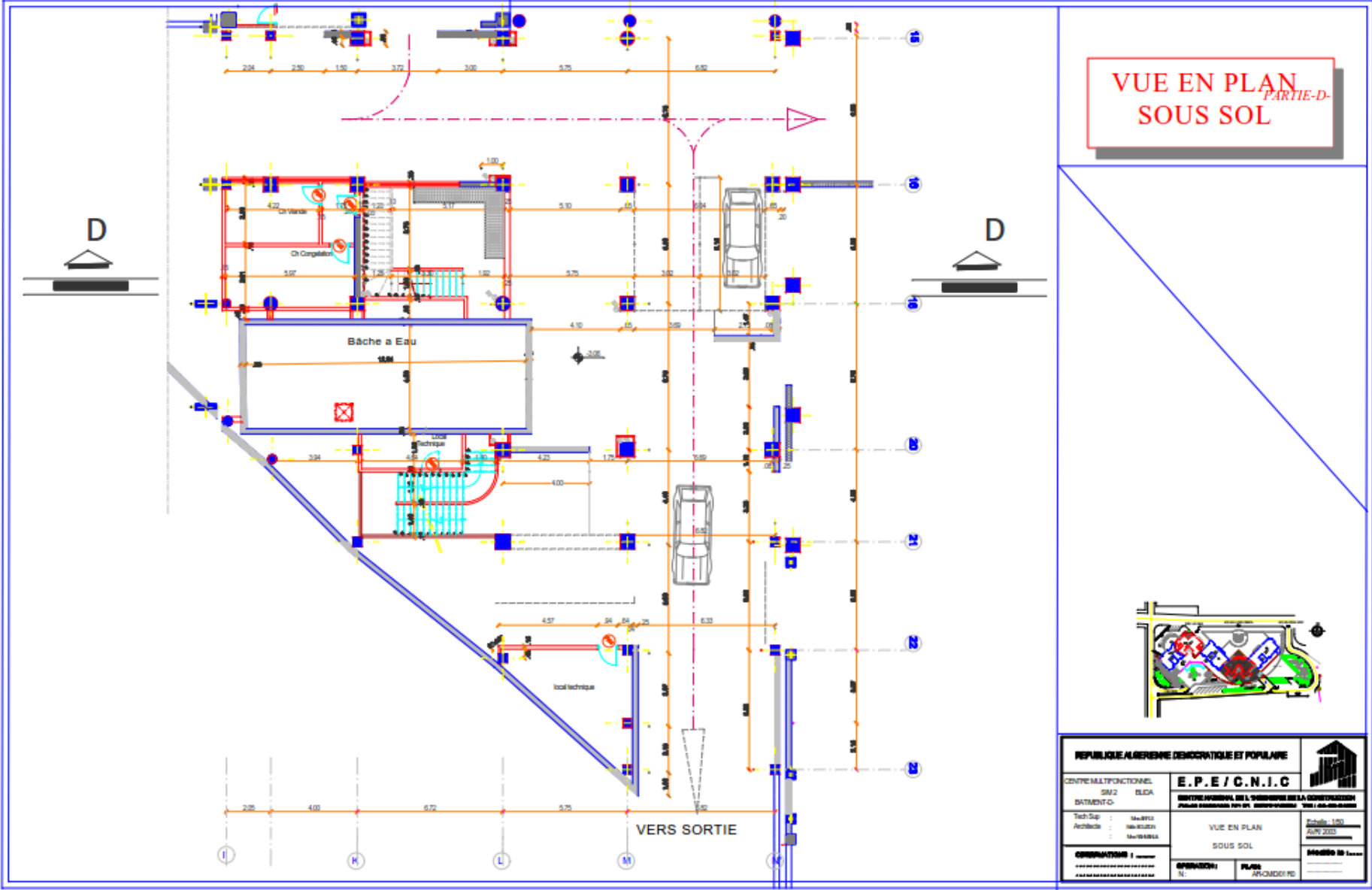
- * Le prédimensionnement est une étape très importante dans un calcul structural, du fait qu'il nous permet de déterminer les dimensions des différents éléments composant la structure et de garantir la sécurité et l'économie de l'ouvrage.
- * Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et des plus dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures.
- * L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outillinformatique et les logiciels performants de calcul (ETABS et SOCOTEC).
- * Grâce aux logiciels utilisés dans notre travail, l'estimation (la modélisation) de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- * La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres amorties, peut être approchée de manière exacte si la modélisation de celle ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.
- * L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- * Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de prédimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- * Pour assurer un bon comportement dynamique de la structure, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de voile à placer.
- * Cette étude nous a permis l'application de toutes les connaissances théorique acquise durant notre formation. De plus elle nous a permis de maîtriser logiciel ETABS qui est très pratique pour les bâtiments.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

1. Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
2. BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, Editions eyrolles, France, 330 p.
3. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.CBA93, Ministère de l'Habitat.
4. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
5. Y.Chérit. Calcul des ouvrages en béton armé, Règles CBA 93 et RPA 2003, 2^{ème} Edition 2006, 310 p.
6. Henry Thnier. Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 et tome 2).
7. Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 1 : Elément de calcul.
8. Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 2 : Construction.
9. Victor Davidovici. La Construction en Zone Sismique.
10. Olivier Gagliardini. Cours de Béton Armé, IUP GCI3 option OS, Année 2004/2005.

Annexes et plans



Annexe 1 : Calcul de ferrailage de l'acrotère

3.1.1. Evaluation des charges

3.1.1.1. Charges permanentes

- La surface de l'acrotère (Figure 4.2) est calculée par :

$$S = \left[(100 \times 10) + (15 \times 8) + \left(\frac{15 \times 2}{2} \right) \right] = 1135 \text{ cm}^2 = 0.1135 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère est calculé par :

$$P_d = \rho_b \times S = 25 \times 0.1135 = 2.84 \text{ kN/ml}$$

- Le poids de revêtement en ciment ($e=2 \text{ cm}$; $\rho=14 \text{ kN/m}^3$) est calculé par :

$$P_c = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0.02 \times (100 + 10) \times 2 \times 10^{-2} = 0.616 \text{ kN/ml}$$

- La charge permanente totale de l'acrotère est donné par :

$$G = P_d + P_c = 2.84 + 0.616 = 3.46 \text{ kN/ml}$$

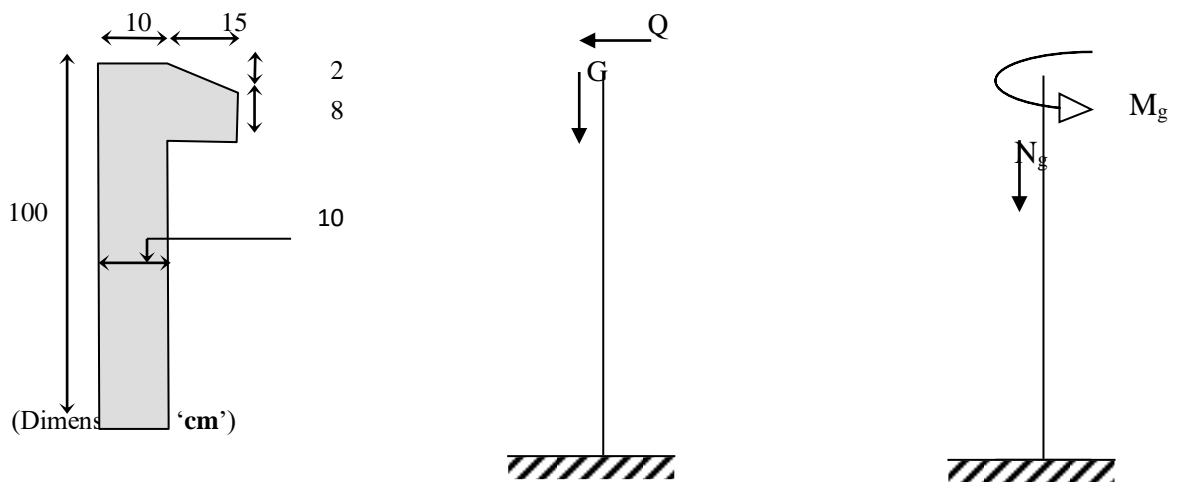


Figure: Sollicitation appliquées sur l'acrotère

3.1.1.2. Charge d'exploitation

La charge due à la main courante est donnée par : $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$.

3.1.1.3. Forces horizontales (F_p)

D'après l'article 6.2.3 de RPA 99 /version 2003, l'action de force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ($A = 0.25$)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids total de l'acrotère ($W_p = 3.466kN$)

Donc : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 3.46 = 2.768 kN$

La charge d'exploitation ultime (Q_u) est le maximum de ($1.5Q$ et F_p)

$$Q_u = \text{Max}(1.5Q; F_p) = \text{Max}(1.5; 2.768) = 2.768kN/ml$$

Conclusion

Pour une bande de 1m de largeur **G=3.46kN/ml** et **Q=2.768kN/ml**

4.2.1.4. Calcul des sollicitations

a- Calcul à ELU

Le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU) est donné par :

$$N_u = 1.35 \times G \times L = 1.35 \times 3.46 \times 1 = 4.671kN$$

$$M_u = 1.5 \times Q_u \times h \times L = 1.5 \times 2.768 \times 1 \times 1 = 4.15kN.m$$

$$T_u = 1.5 \times Q_u \times L = 1.5 \times 2.768 \times 1 = 4.15kN$$

b- Calcul à ELS

Le calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS) est donné par :

$$N_{ser} = G \times L = 3.46 \times 1 = 3.46kN$$

$$M_{ser} = Q_u \times h \times L = 2.768 \times 1 \times 1 = 2.768kN.m$$

$$T_{ser} = Q_u \times L = 2.768 \times 1 = 2.768kN$$

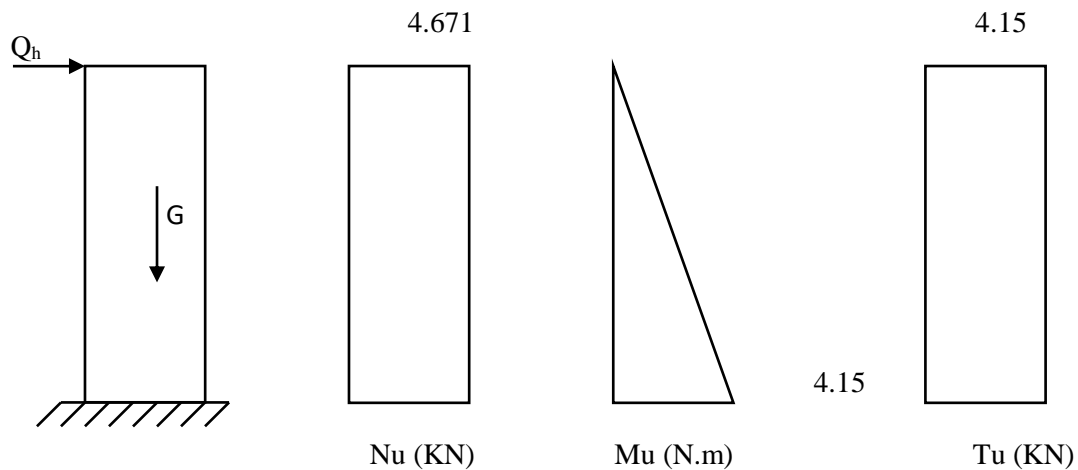


Figure: Diagramme des efforts internes à l'ELU

3.1.2. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est sollicité à la flexion composée et le calcul se fait pour une section rectangulaire avec :

$$b = 100\text{cm} ; h = 10\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14.16\text{MPa} ; c = c' = 2\text{cm}$$

$$d = h - c = 8\text{cm} ; f_e = 400\text{MPa}$$

3.1.2.1. Calcul à l'ELU

Le calcul de l'excentricité du premier ordre « e_0 » est donné par la formule suivante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.15}{4.671} = 0.88\text{m} = 88\text{cm}$$

La distance entre le centre de gravité de la section et la nappe d'acier comprimé est donnée

$$\text{par : } \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c'$; donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal de compression

(N_u) est situé en dehors des deux nappes d'acier. La section étudiée est considérée comme **partiellement comprimée**. Les armatures seront calculées à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f) donné par la formule suivante :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 4.15 + 4.671 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 4.29\text{kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4.29 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14.16} = 0.023$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < \mu_{lu} = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.91\text{cm} = 79.1\text{mm}$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} : \varepsilon_s = 10\text{‰} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

La quantité d'acier tendu en flexion simple :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_s} = \frac{4.29 \times 10^{-3}}{0.0791 \times 348} = 1.55 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 1.55\text{cm}^2$$

La quantité d'acier en flexion composée est calculée comme suite :

$$A'_s = A'_{sf} = 0$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1.55 \times 10^{-4} - \frac{4.671 \times 10^{-3}}{348} = 1.41 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 1.41\text{cm}^2$$

Selon BAEL 91 /modifier 99 la quantité d'acier A_s doit être vérifié la condition suivante :

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{100 \times 10}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \{1\text{cm}^2 ; 1.656\text{cm}^2\} = 1.656\text{cm}^2$$

Le choix final des armatures tendues est :

$$\text{On prend} : A_s = \text{Max}(A_{\min} ; A_s) = 1.656\text{cm}^2$$

$$\text{Soit} : A_s = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{100 - 2c - 4T8}{3} = 31.33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 30\text{cm}$

- **Vérification**

$$S_t \geq \min\{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$\text{On a } S_t \geq \min\{3 \times 10 ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \text{ (condition vérifié)}$$

Les armatures de répartitions sont calculées par : $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$\text{Soit : } A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = 3T8 = 1.5 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{50 - 2c - 3T8}{2} = 22.25 \text{ cm}$$

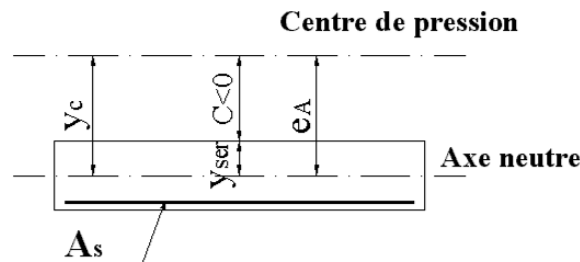
On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

3.1.2.1. Calcul à l'ELU

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2.768}{3.46} = 0.8 \text{ m} = 80 \text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ Section partiellement comprimée



Soit C la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée du béton.

$$C = e - \frac{10}{2}$$

Avec :

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm} \quad (\text{la hauteur utile})$$

$$C = 80 - \left(\frac{10}{2}\right) = 75 \text{ cm}$$

La distance y_c entre le centre de pression et l'axe neutre est la solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 + 6n(c + c') \frac{A_s}{b} + 6n(d + c) \frac{A_s}{b}$$

$$P = -3 \times 75^2 + 6 \times 15 \times (75 + 2) \times \frac{2.01}{100} + 6 \times 15 \times (75 + 8) \times \frac{2.01}{100}$$

$$P = -16585.56 \text{ cm}^2$$

$$q = 2c^3 - 6n(c + c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d + c)^2 \frac{A_s}{b}$$

$$q = 2 \times 75^3 - 6 \times 15 \times (75 + 2)^2 \times \frac{2.01}{100} - 6 \times 15 \times (75 + 8)^2 \times \frac{2.01}{100}$$

$$q = 820562.24 \text{ cm}^3$$

La solution de l'équation du troisième degré est donnée par :

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{P}{3}\right)^3 = 820562.24^2 + 4\left(\frac{-16585.56}{3}\right)^3 = -2.58 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times (820562.24)}{2 \times (-16585.56)} \times \sqrt{\frac{-3}{-16585.56}} = -0.99 \rightarrow \varphi = 176.43^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{-(-16585.56)}{3}} = 148.71$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 148.71 \times \cos\left(\frac{176.43}{3} + 120\right) = -148.68 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 148.71 \times \cos\left(\frac{176.43}{3}\right) = 77.01 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 148.71 \times \cos\left(\frac{176.43}{3} + 240\right) = 71.66 \text{ cm}$$

La solution $y_c = 77.01$ cm est vérifiée la condition :

$$0 < y_{ser} = y_c - c < d$$

$$0 < y_{ser} = 77.01 - 75 = 2.01 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} y_{ser} = 2.01 \text{ cm} \\ y_c = 77.01 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \times (2.01)^3 + 15 \times [2.01 \times (8 - 2.01)^2] = 1352.48 \text{ cm}^4$$

3.1.3. Vérification des contraintes

3.1.3.1. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{3.46 \times 10^3}{1352.48 \times 10^4} \times 77.01 \times 10 \right) \times 20.1 = 3.96 MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.1.3.2. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = 264 MPa \quad (\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 15 \times \left(\frac{3.46 \times 10^3}{1352.48 \times 10^4} \times 77.01 \times 10 \right) (80 - 20.1) = 177.02 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 15 \times \left(\frac{3.46 \times 10^3}{1352.48 \times 10^4} \times 77.01 \times 10 \right) (20.1 - 2) = 53.49 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifiée}$$

3.1.4. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28}; 4 MPa\} = 4 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{4.15 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.05 MPa \leq \bar{\tau}_u = 4 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Annexe 2 : Calcul de ferrailage du balcon

3.2.3. Evaluation des charges et surcharges

Les Tableaux 3.2 et 3.3 ci-dessous, donnent les valeurs de charge permanente et de charge concentrique due au garde corps.

1. **Tableau: Charge permanent du balcon**

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface (m ²)	Charge (KN / ml)
Poids propre de la dalle (e = 15cm)	25	1×0.15	3.75
Carrelage (e = 2cm)	22	0.02 × 1	0.440
Mortier de pose (e = 3cm)	20	0.03 × 1	0.6
Enduit en ciment (e = 2cm)	18	0.02 × 1	0.36
Charge permanente			G_T = 4.40
Surcharge d'exploitation			3.5

Tableau: Charge concentrique du garde-corps

Elément	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en ciment	2x2	18	0.72
La charge permanente			G_T = 1.62
La charge d'exploitation			1.00

3.2.4. Combinaison des charges

- A l'état limite ultime (ELU)

$$q_u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 4,40 + 1,5 \times 3,5 = 11,19 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \cdot G_2 \cdot L = 1,35 \times 1,62 \times 1,50 = 3,28 \text{ kN/ml}$$

- A l'état limite de service (ELS)

$$q_s = G_1 + Q_1 = 4.40 + 3.5 = 7.90 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G_2 \cdot L = 1.62 \times 1.50 = 2.43 \text{ kN/ml}$$

3.2.5. Détermination des efforts

- A l'état limite ultime (ELU)

Moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + P_u \cdot l = \frac{11.19 \times (1.50)^2}{2} + 3.28 \times 1.50 = 17.50 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = q_u \cdot l + P_u = 11.19 \times 1.50 + 3.28 = 20.06 \text{ kN}$$

- A l'état limite de service (ELS)

Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + P_s \cdot l = \frac{7.90 \times (1.50)^2}{2} + 2.43 \times 1.50 = 12.53 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = q_s \cdot l + P_s = 7.90 \times 1.50 + 2.43 = 14.28 \text{ kN}$$

3.2.6. Calcul de ferrailage à ELU

Pour une bande de 1m de largeur, on a : $b = 100 \text{ cm}$ $h = 12 \text{ cm}$

$c = 2 \text{ cm}$.

Le calcul de ferrailage du balcon est résumé dans le **Tableau 4.4** suivant :

Tableau: Ferrailage du balcon

M_u (KNm)	μ_{bu}	$\mu_{bu} < \mu_R$	A_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
17.50	0.06	Oui	0	0.07	9.68	5.19	5T12	5.65

- L'espacement :

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

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

- *Armature de répartition A_r* :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$$

$$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- *L'espacement* :

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

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

3.6.5. Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant ultime est donné par : $V_u = 20.06 \text{ kN}$

La contrainte de cisaillement est calculée par la formule :

$$V_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.06 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0.20 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible est donnée par :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.6.6. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre (y) :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s) \times y - 30(d \times A_s) = 0$$

Annexes et Plans

$$100 \times y^2 + 30 \times (5.50) \times y - 30 \times (10 \times 5.50) = 0$$

$$100 \times y^2 + 165 \times y - 1650 = 0$$

$$y = 3.31 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \cdot A_s (d - y)^2 = 3802.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.90 \times 10^6}{3802.74 \times 10^4} \times 3.31 = 3.44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

La contrainte du béton est vérifiée.

Annexe 3 : Calcul de ferrailage des poutrelles

3.3.3. Méthode de calcul

On utilise la **méthode forfaitaire** si les conditions ci-après sont vérifiées :

- $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2.G_t = 2 \times 4.25 = 8.50\text{KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$
 $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 8.50\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{CV})$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.....(CV).
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

On a:

$$\frac{AB}{BC} = \frac{5.52}{5} = 1.1 \in [0.8; 1.25] \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{BC}{CD} = \frac{5}{4.25} = 1.17 \in [0.8; 1.25] \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- La fissuration est non préjudiciable (C V)

Les conditions étant non vérifiées, on peut utiliser la **méthode Caquot**.

3.3.4. Ferrailage des poutrelles à six travées

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

- **1^{ère} étape** : avant le coulage de la table de compression.
- **2^{ème} étape** : après le coulage de la table de compression.

3.3.4.1. Ferrailage avant le coulage

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la surcharge due à l'ouvrier ($Q = 2.5 \text{ KN /m}^2$).

Le poids propre de la poutrelle est donné par : $P_p = 0.12 \times 0.05 \times 25 = 0.15\text{kN/ml}$

Le poids propre du corps creux est donné par : $P_c = 0.65 \times 0.25 \times 14 = 2.275 \text{ kN/ml}$

La charge permanente est définie par : $G = P_p + P_c = 0.15 + 2.275 = 2.425 \text{ kN/ml}$

La surcharge d'exploitation due aux ouvriers est donnée par : $Q = 0.65 \times 2.5 = 1.63 \text{ kN/ml}$

Annexes et Plans

$$A'ELU : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (2.425) + 1.5 (1.63) = 5.72 \text{ kN/ml}$$

$$A'E.L.S: q_s = Q + G = 2.425 + 1.63 = 4.06 \text{ kN/ml}$$

Le moment ultime dans la travée isostatique de référence de portée $L = 6.35 \text{ m}$ est :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.72 \times 6.35^2}{8} = 28.83 \text{ kN.m}$$

Et le moment de service est :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{8} = \frac{4.06 \times 6.35^2}{8} = 20.46 \text{ kN.m}$$

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple :

$$b = 12 \text{ cm} ; d = 4.5 \text{ cm} ; h = 5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 4.15$$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = 4.15 > \mu_L = 0.392 \rightarrow A'_s \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, donc il faut renforcer la poutrelle par des **étais** **verticaux** chaque mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage et pour éviter la flèche de la poutrelle.

3.3.4.2. Ferrailage après le coulage

Après le coulage et le durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles sont considérées comme une section en T.

Chargement :

Tableau: Chargement à ELU et ELS :

Type de plancher	$G \times b \text{ (kN/ml)}$	$Q \times b \text{ (kN/ml)}$	q_u $= 1.35G$ $+ 1.5Q$	$q_{ser} = G + Q$
Plancher terrasse	4.25	0.65	6.71	4.90
Plancher étage courant	4.25	0.975	7.20	5.23

Annexes et Plans

D'après le tableau, le chargement le plus défavorable est au niveau du plancher étage courant.

Le calcul des poutrelles se fait avec le chargement du plancher étage courant.

$$G = 4.25 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 0.975 \text{ kN/m}^2$$

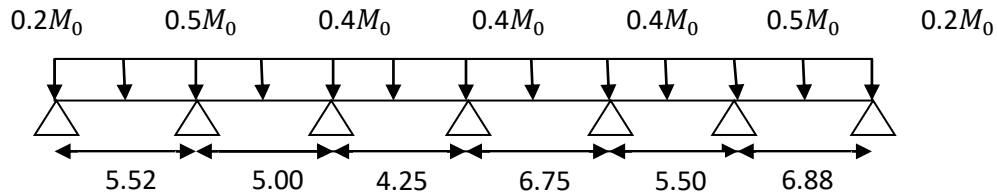


Figure: Schéma statique de poutrelle étudiée à six travées

Calcul des sollicitations :

Soit :

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 4.25} = 0.18$$

E.L.U :

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau: Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU.

Travées	Longueur (m)	M_0 $= \frac{q_u l^2}{8}$ (kN.m)	Moments en travées (kN.m)	Appuis	Coefficients forfaitaire	Moments sur appuis (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	5.52	27.42	19.20	1	0.2	5.48	21.36	-18.38
				2	0.5	13.71		
B-C	5.00	22.50	12.27	3	0.4	9.00	17.06	-18.94
C-D	4.25	16.26	9.32	4	0.4	6.50	14.71	-15.89
D-E	6.75	41.01	31.60	5	0.4	16.40	25.77	-22.83
E-F	5.50	27.23	14.35	6	0.5	13.61	19.29	-20.31
F-G	6.88	42.60	33.66	7	0.2	8.52	24.03	-25.51

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

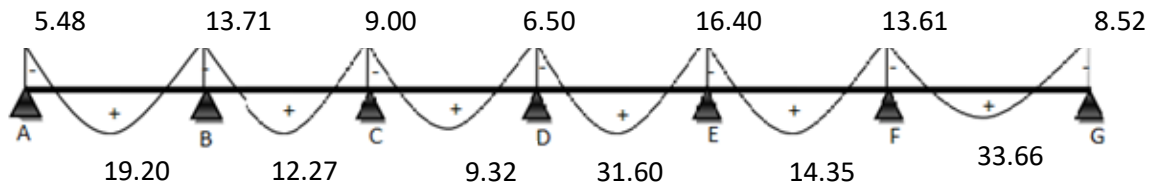


Figure: Diagramme de moment (E.L.U).

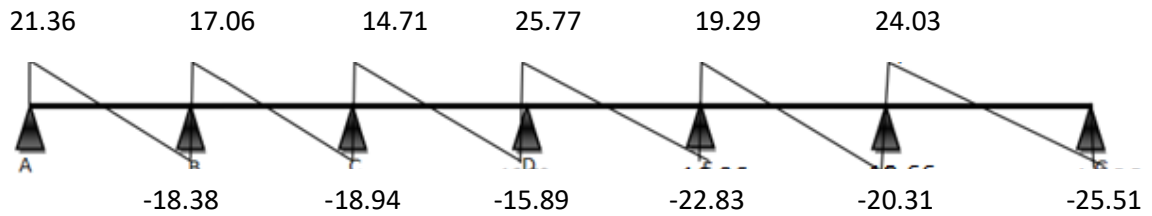


Figure : Diagramme des efforts tranchant (E.L.U).

E.L.S:

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Annexes et Plans

Tableau : Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS.

Travées	Longueur (m)	M_0 $= \frac{q_{ser} l^2}{8}$ (kN.m)	Moment s en travées (kN.m)	Appuis	Coefficients forfaitaire	Moments sur appuis (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	5.52	19.90	13.93	1	0.2	3.98	15.50	-13.34
				2	0.5	9.95		
B-C	5.00	16.33	8.90	3	0.4	6.53	12.38	-13.75
C-D	4.25	11.80	6.76	4	0.4	4.72	10.68	-11.53
D-E	6.75	29.76	22.93	5	0.4	11.90	18.70	-16.57
E-F	5.50	19.76	10.41	6	0.5	9.88	14.00	-14.74
F-G	6.88	30.92	24.43	7	0.2	6.18	17.44	-18.51

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

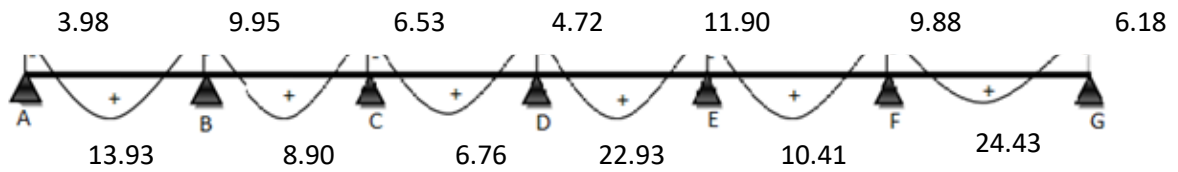


Figure : Diagramme de moment (E.L.S).

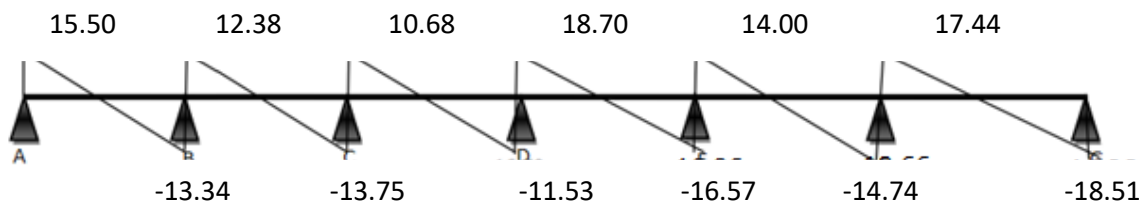


Figure : Diagramme des efforts tranchant (E.L.S).

➤ Poutrelles à trois travées

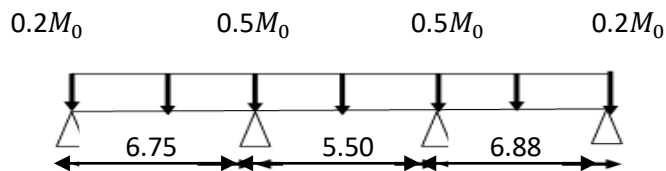


Figure : Schéma statique de poutrelle étudiée à trois travées

Toutes les hypothèses de méthode forfaitaire sont vérifiées

- ❖ Calcul des sollicitations (M, V)
- L'état limite ultime E. L .U.

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau : Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU.

Travées	Longueur (m)	M_0 $= \frac{q_u l^2}{8}$ (kN.m)	Moments en travées (kN.m)	Appuis	Coefficients forfaitaire	Moments sur appuis (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6.75	41.01	31.60	1	0.2	8.20	25.77	-22.83
				2	0.5	20.51		
B-C	5.50	27.23	14.35	3	0.5	13.62	19.29	-20.31
C-D	6.88	42.60	33.66	4	0.2	8.52	24.03	-25.51

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

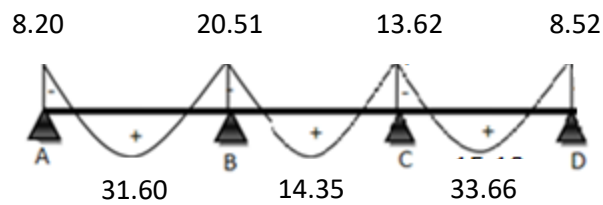


Figure : Diagramme de moment (E.L.U).

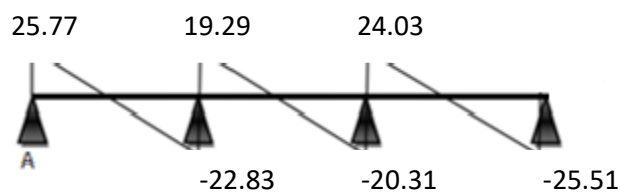


Figure : Diagramme des efforts tranchant (E.L.U).

E.L.S:

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau : Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS.

Travées	Longueur (m)	M_0 $= \frac{q_u l^2}{8}$ (kN.m)	Moments en travées (kN.m)	Appuis	Coefficients forfaitaire	Moments sur appuis (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6.75	29.76	22.93	1	0.2	5.95	18.70	-16.57
				2	0.5	14.88		
B-C	5.50	19.76	10.41	3	0.5	9.88	14.00	-14.74
C-D	6.88	30.92	24.43	4	0.2	6.18	17.44	-18.51

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

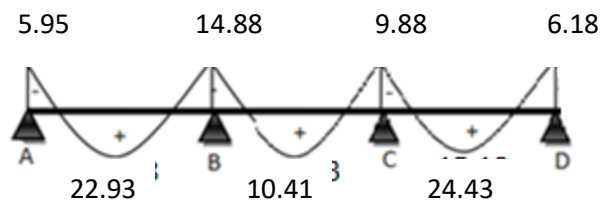


Figure : Diagramme de moment (E.L.S).

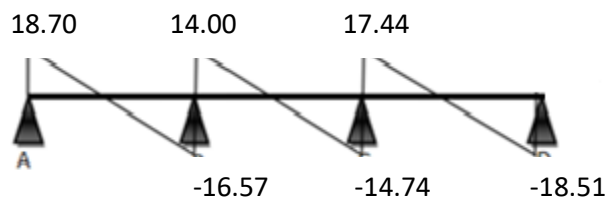


Figure : Diagramme des efforts tranchant (E.L.S).

➤ **Poutrelles à deux travées**

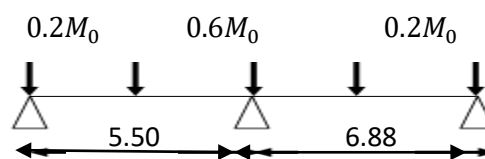


Figure : Schéma statique de poutrelle étudiée à deux travées

Annexes et Plans

Toutes les hypothèses de méthode forfaitaire sont vérifiées

- ❖ Calcul des sollicitations (M, V)
- L'état limite ultime E. L .U.

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau : Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU.

Travées	Longueur (m)	M_0 $= \frac{q_u l^2}{8}$ (kN.m)	Moments en travées (kN.m)	Appuis	Coefficients forfaitaire	Moments sur appuis (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	5.50	27.23	14.35	1	0.2	5.45	19.29	-20.31
				2	0.6	16.34		
B-C	6.88	42.60	33.66	3	0.2	8.52	24.03	-25.51

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

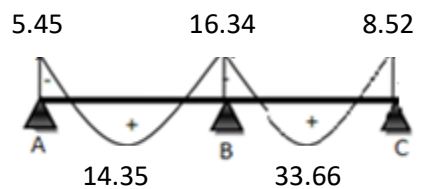


Figure : Diagramme de moment (E.L.U).

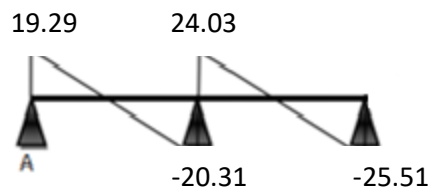


Figure : Diagramme des efforts tranchant (E.L.U).

E.L.S:

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau : Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS.

Travées	Longueur (m)	M_0 $= \frac{q_u l^2}{8}$ (kN.m)	Moments en travées (kN.m)	Appuis	Coefficients forfaitaire	Moments sur appuis (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	5.50	19.76	10.41	1	0.2	3.95	14.00	-14.74
				2	0.6	11.86		
B-C	6.88	30.92	24.43	3	0.2	6.18	17.44	-18.51

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

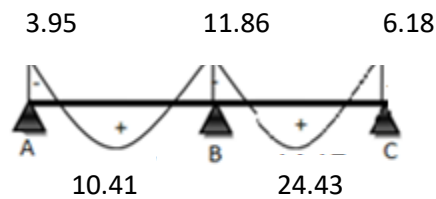


Figure : Diagramme de moment (E.L.S).

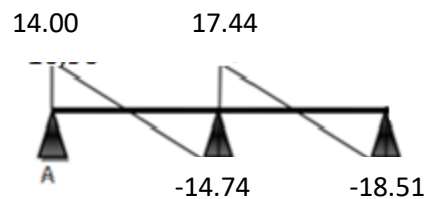


Figure : Diagramme des efforts tranchant (E.L.S).

Ferraillage des poutrelles :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau : Ferrailage des poutrelles.

M_{tu}^{max}	M_{au}^{max}	M_{tser}^{max}	M_{aser}^{max}	T_u^{max}
33.66	16.40	24.43	11.90	25.77

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm} ; e = 20\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm} ; h = 25\text{cm} ; d = 0.9h = 22.5\text{cm} ;$$

$$\sigma_{bc} = 14.16\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

Le calcul se fera pour une section en T soumise à une flexion simple.

$$\diamond \text{ Si: } M_t \leq M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- L'axe neutre passe par la table de compression
- La section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\diamond \text{ Si: } M_t \leq M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- L'axe neutre passe par la nervure
- Le calcul se fera pour une section en T

➤ **En travée :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.16\text{MPa}$$

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 50 \times 14.16 \left(225 - \frac{50}{2} \right) \times 10^{-6} = 184.15\text{kN.m}$$

$$M_t = 33.66\text{kN.m} < M_{tu} = 184.15\text{kN.m}$$

Donc :

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$).

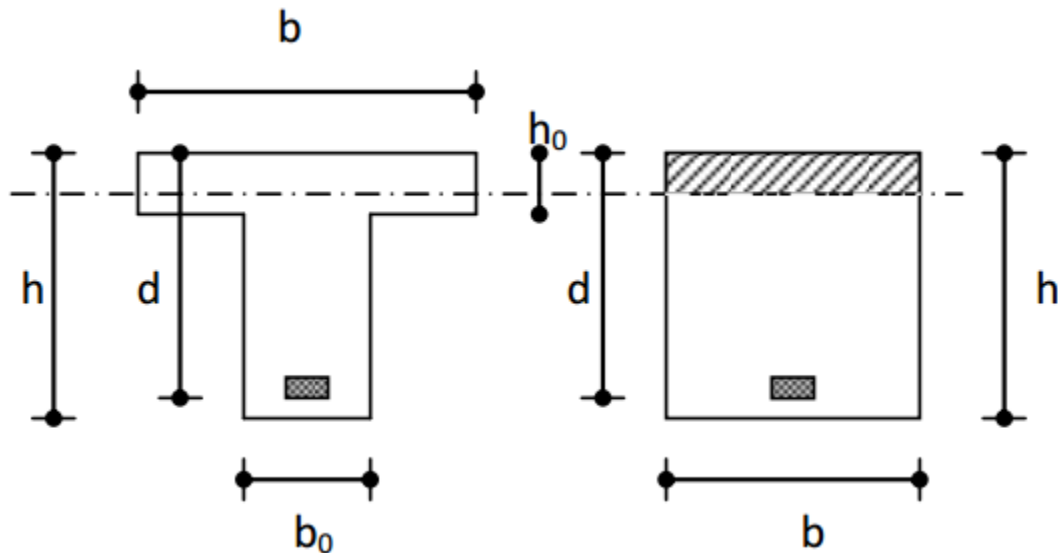


Figure : Coupe de section rectangulaire et section en T.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{33.66 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.225)^2 \times 14.16} = 0.036$$

Donc : $\mu_{bu} = 0.036 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 22.10\text{cm} = 221\text{mm}$$

$$\mu_{bu} = 0.036 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} : \varepsilon_s = 10\text{‰} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{33.66 \times 10^6}{221 \times 348} = 437\text{mm}^2 = 4.37\text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 65 \times 22.5}{400} = 3.03\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 3.03\text{cm}^2 < A_{st} = 4.37\text{cm}^2$$

On choisit : A = 3HA14 = 4.62cm²

➤ **En appui :**

$$M_{a\max} = 16.40\text{kN.m}$$

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 184.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \max} = 16.40 \text{ kN.m} < M_{tu} = 184.15 \text{ kN.m}$$

Donc :

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (b × h).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{16.40 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.225)^2 \times 14.16} = 0.018$$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = 0.018 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 22.29 \text{ cm} = 222.9 \text{ mm}$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A : } \varepsilon_s = 10\text{‰} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_s} = \frac{16.40 \times 10^6}{221.3 \times 348} = 211 \text{ mm}^2 = 2.11 \text{ cm}^2$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b_0 \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 12 \times 22.5}{400} = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.56 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.11 \text{ cm}^2$$

On choisit : A = 2HA12 = 2.26 cm²

✓ **Vérification a l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 25.77 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u, \text{ tel que:}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{25.77 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 0.95 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots$ c'est vérifié, donc pas de risque de rupture de cisaillement.

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

✓ **Vérification la contrainte de compression du béton :**

$$T_u = 25.77 \text{ kN}$$

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 \cdot b_0 \cdot d} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{25.77 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 225} = 1.06 \text{ MPa} < 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{25.77 \times 10}{348} = 0.74 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{25.77 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 225} = 1.06 \text{ MPa} < 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_{u a}}{0.9d}}{\sigma_s} = 0.59 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

3.3.8. Vérifications à l'ELS :

- **En travée :**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Etat limite de compression de béton (Vérification des contraintes).
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

✓ Etat limite de compression de béton.

On doit vérifier que :

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

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

$$M_{ser} = 24.43kN.m ; b = 65cm ; A_s = 4.62cm^2$$

Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A(d - h_0) = -400.25 < 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.62}{65} = 1.07cm^2$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 1.07 \times 22.5 = 48.15cm^2$$

$$y_1 = -1.07 + \sqrt{1.07^2 + 48.15} = 5.95$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y_1^3 + 15 \cdot A(d - y_1)^2 = 23545.42cm^4$$

Contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{24.43 \times 10^3}{23545.42} \times 5.95 = 6.17MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.17MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots \dots \dots C.V.$$

Donc les armatures calculent à l'E.L.U. sont convenables.

▪ **En appuis :**

$$M_{a ser} = 11.90kN.m ; b = 65cm ; A_s = 2.26cm^2$$

Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A(d - h_0) = -219.25 \text{ cm}^3 < 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.26}{65} = 0.52 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.52 \times 22.5 = 23.47 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -0.52 + \sqrt{0.52^2 + 23.47} = 4.35$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y_1^3 + 15 \cdot A(d - y_1)^2 = 12950.87 \text{ cm}^4$$

Contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} y = \frac{11.90 \times 10^3}{12950.87} \times 4.35 = 3.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

Donc les armatures calculent à l'E.L.U. sont convenables.

➤ **État limite de déformationBAEL91 [2]**

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

✓ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

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

Annexes et Plans

On a : $\frac{h}{l} = \frac{25}{688} = 0.034 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{l}{500} = 1.38 \text{ cm} \quad ; \quad (l = 6.88 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Moment d'inertie de la section totale homogène**

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

- **Moment d'inertie fictive :**

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\checkmark \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad (\text{Pour la déformation instantanée})$$

$$\checkmark \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad (\text{Pour la déformation différée})$$

$$\checkmark \quad \delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad (\text{Pourcentage des armatures})$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 0.68$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d} = 235.02 \text{ MPa}$$

$$Y = \left(\frac{\left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 A_s \cdot d \right)}{(b \cdot h + 15 A_s)} \right) = 12.91 \text{ cm}$$

Tableau : Les résultats sont récapitulés.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
24.43	4.62	12.91	0.015	235.02	4.15	1.66	0.68	51318.46	14769.83	38890.48

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 40524.35 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 13508.12 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 1.93 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = 2.20 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 2.20 - 1.93 = 0.27 \text{ cm} < \bar{f} = 1.38 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ C.V.}$$

- **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

1. Suivant le **BAEL 91[2]**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.8 f_e} \quad ; \quad (K = 1 \text{ pas de risque de bétinnage}) \\ S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq -4.06 \times 10^{-4} \text{ cm} \\ S_t \leq 20.25 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.48 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

2. Suivant le **RPA99 [1]**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \quad ; \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t \geq \frac{h}{2} \quad ; \quad (\text{zone courante}) \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(0.71 \text{ cm}; 1.4 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}) = 0.71 \text{ cm}$$

$$\text{On adopter: } \phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ S_t \leq 6.25 \text{ cm} \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t \geq 12.5 \text{ cm} \quad (\text{zone courante}) \end{array} \right.$$

- **Choix des armatures**

$$\text{On adopter : } A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Choix des espacements**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 15.83 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 6.25 \text{ cm} \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t \geq 12.5 \text{ cm} \quad (\text{zone courante}) \end{array} \right.$$

Annexe 4 : Calcul de ferrailage de l'escalier

1^{ère} partie :

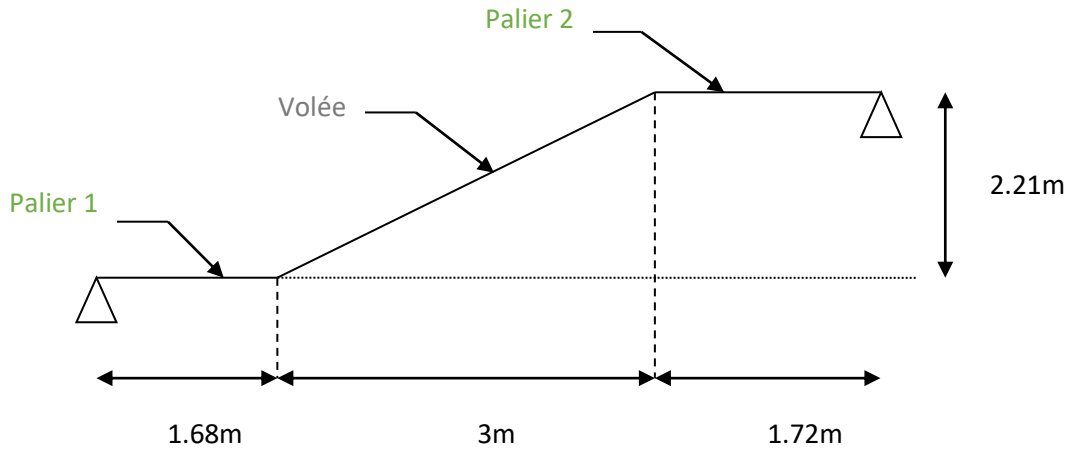


Figure: Schéma statique de l'escalier.

3.4.2. Dimensionnement de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : hauteur de la volée

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

Annexes et Plans

Pour le dimensionnement des marches g et contre marches h , on utilise généralement la formule de <<BLONDEL>> : $64n^2 - 806n + 442 = 0$

On a deux solutions :

$$n_1 = 0,57 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 12,02$$

Le nombre de contre marche $\dots \dots \dots n = 12$

Le nombre des marches $\dots \dots \dots n - 1 = 11$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{221}{12} = 18,42 \rightarrow h = 18 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{300}{11} = 27,27 \rightarrow g = 27 \text{ cm}$$

Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\{59 \leq (2h + g) \leq 64\} \rightarrow \begin{cases} 2h + g = 63 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \\ g = 27 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la formule suivante : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,68 + 1,78 = 7,17 \text{ m}$$

On trouve :

$$23,9 \text{ cm} \leq e \leq 35,85 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur $e = 18 \text{ cm}$

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

L'angle d'inclinaison de la paillasse est déterminé par :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{221}{300} = 0,74 \rightarrow \alpha = 36,38^\circ$$

3.4.3. Evaluation des charges

Les Tableaux donnent les charges permanentes et les surcharges de palier et de la volée de notre escalier.

Tableau: Charges permanente et surcharge de palier

Elément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement	22	0.02	0.44	2.50
mortier de pose	20	0.02	0.4	
lit de sable	18	0.02	0.36	
dalle pleine	25	0.18	4.5	
enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
	/	/	G_T = 5.85	

Tableau : Charges permanente et surcharge de la volée

Elément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	25	0.18/cos34.33	5.45	2.50
marche	22	0.17/2	1.87	
Revêtement	22	0.02	0.44	
mortier de pose	20	0.02	0.4	
enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
garde de corps	/	/	0.6	
Σ	/	/	8.91	

Le Tableau présente les combinaisons des charges et surcharges de la volée et des paliers, à l'ELU et à l'ELS.

Tableau : Combinaison des charges

	Volée	Palier
Etat limite ultime	16.46 KN /ml	11.64 KN/ml
Etat limite de service	11.92 KN /ml	8.35 KN /ml

3.4.4. Détermination des sollicitations

Pour déterminer l'effort tranchant T et le moment fléchissant M à l'ELU et à l'ELS, on utilise la méthode des sections. Les **Figures** présentent le chargement de l'escalier à l'ELU et à l'ELS.

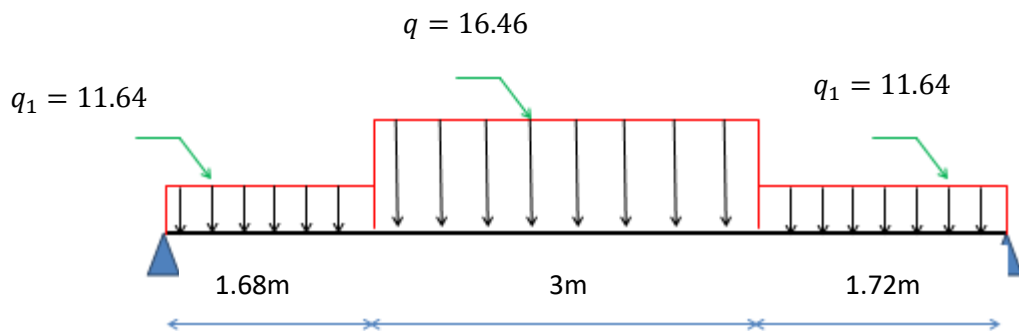


Figure : Chargement appliqué sur l'escalier à l'ELU

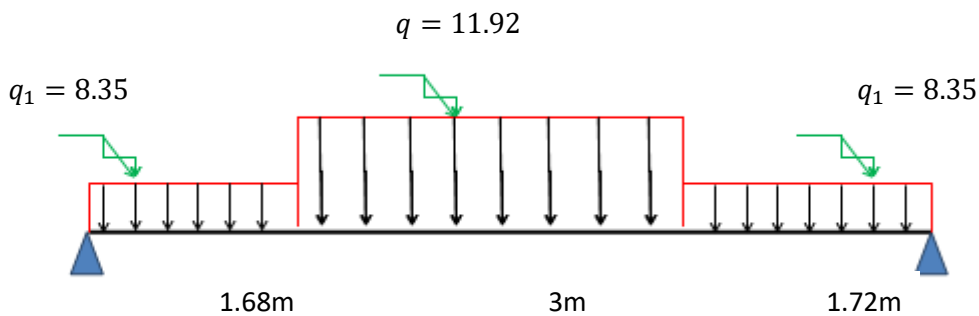


Figure : Chargement appliqué sur l'escalier à l'ELS

La poutre est isostatique, alors on utilise **la méthode de charge équivalente** pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11.64 \times 1.68 + 16.46 \times 3 + 11.64 \times 1.72$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 88.95kN$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A(3 + 1.68 + 1.72) + 11.64 \times 1.68 \times \left(\frac{1.68}{2} + 3 + 1.72\right) + 16.46 \times 3 \left(\frac{3}{2} + 1.72\right) + 11.46 \times 1.72 \times \frac{1.72}{2} = 0$$

$$\sum M/B = 6.4R_A + 108.72 + 159 + 17.21 = 0$$

$$R_A = 44.52 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 88.95 \text{ kN} \rightarrow R_B = 88.95 - 44.52 = 44.43 \text{ kN}$$

✚ Effort tranchant et moment fléchissant :

E.L.U :

$$P_{eq} = \frac{\sum q_i \cdot l_i}{\sum l_i}$$

$$P_{eq} = \frac{11.64 \times 1.68 + 16.46 \times 3 + 11.64 \times 1.72}{1.68 + 3 + 1.72} = 13.89 \text{ kN/ml}$$

▪ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{P_{eq} \cdot l}{2} = \frac{13.89 \times 6.4}{2} = 44.44 \text{ kN}$$

▪ Moment fléchissant :

$$M_{max} = \frac{P_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{13.89 \times 6.4^2}{8} = 71.16 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.8M_{max} = 0.8 \times 71.16 = 56.93 \text{ kN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0.4M_{max} = 0.4 \times 71.16 = 28.46 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$P_{eq} = \frac{\sum q_i \cdot l_i}{\sum l_i}$$

$$P_{eq} = \frac{8.35 \times 1.68 + 11.92 \times 3 + 8.35 \times 1.72}{1.68 + 3 + 1.72} = 10.10 \text{ kN/ml}$$

▪ Effort tranchant :

$$T_s = \frac{P_{eq} \cdot l}{2} = \frac{10.10 \times 6.4}{2} = 32.32 \text{ kN}$$

▪ **Moment fléchissant :**

$$M_{max} = \frac{P_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{10.10 \times 6.4^2}{8} = 51.71 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.8M_{max} = 0.8 \times 51.71 = 41.36 \text{ kN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0.4M_{max} = 0.4 \times 51.71 = 20.68 \text{ kN.m}$$

3.4.5. Ferrailage des escaliers :

$$E.L.U: \begin{cases} M_t = 56.93 \text{ kN.m} \\ M_a = 28.46 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S: \begin{cases} M_t = 41.36 \text{ kN.m} \\ M_a = 20.68 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b × h).

Tel que : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 16.2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$$\gamma_b = 1.5 ; f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} .$$

Tableau : Ferrailage d'escalier à l'E.L.U.

	M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	A'_s	α	z (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	56.93	0.07	oui	0	0.09	15.41	10.61	10T12	11.31
Appuis	28.46	0.03	oui	0	0.038	15.75	5.19	3T16	6.03

❖ **En travée :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 18}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 16.2 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 1.8 \text{ cm}^2 ; 3.35 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_t = 10.61 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\text{On prend : } A_t = \mathbf{10T12} = 11.31 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

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

$$S_t \leq \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = \mathbf{4T10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

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

$$S_t \leq \min(72 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification à l'effet tranchant**

$$T_u = 44.44 \text{ kN} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 16.20 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{44.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162} = 0.27 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 5.46 \text{MPa} ; 5 \text{MPa} \}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

❖ **En appuis :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 18}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 16.2 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 1.8 \text{ cm}^2 ; 3.35 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_t = 5.19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\text{On prend : } A_t = \mathbf{3T16} = 6.03 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

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

$$S_t \leq \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.03}{4} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = \mathbf{3T8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45cm)$$

$$S_t \leq \min(72cm ; 45cm) \rightarrow S_t = 45cm$$

On prend : $S_t = 25cm$

- **Vérification à l'effet tranchant**

$$T_u = 44.44kN ; b = 100cm ; d = 16.20cm$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{44.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162} = 0.27MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{5.46MPa ; 5MPa\}$$

$$\tau_u = 0.27MPa < \bar{\tau}_u = 5MPa \dots\dots\dots C.V.$$

Vérfications des armatures à l'E.L.S :

En travée :

$$M_{ts} = 41.36kN.m ; A_s = 10T12 = 11.31cm^2 ; \eta = 15$$

- **Position de l'axe neutre**

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 11.31}{100} = 1.69cm$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1.69 \times 16.20 = 54.28cm^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.69 + \sqrt{1.69^2 + 54.28} = 5.86cm$$

- **Le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15.A_s(d - y)^2 = 24151.01cm^4$$

- **Le coefficient angulaire des contraintes**

$$K = \frac{M_{ts}}{I} = \frac{41.36 \times 10^3}{24151.01} = 1.71 \text{MPa}$$

○ **Calcul des contraintes**

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) = 15 \times 1.71(16.2 - 5.86) = 260.09 \text{MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \cdot y = 1.71 \times 5.86 = 10.03 \text{MPa}$$

✓ **Vérifications**

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 10.03 \text{MPa} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

En appuis :

$$M_{as} = 20.68 \text{kN.m} ; A = 3T16 = 6.03 \text{cm}^2 ; \eta = 15$$

○ **Position de l'axe neutre**

Equation s'écrit :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A \cdot y - 30 \cdot A \cdot d = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15.A}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d.A)}{7.5A^2}} \right) = 5.86cm$$

- **Le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15.A_s(d - y)^2 = 17638.60cm^4$$

- **Le coefficient angulaire des contraintes**

$$K = \frac{M_{as}}{I} = \frac{20.68 \times 10^3}{17638.60} = 1.17MPa$$

- **Calcul des contraintes**

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta.K(d - y) = 15 \times 1.17(16.2 - 5.86) = 177.95MPa$$

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K.y = 1.17 \times 5.86 = 6.87MPa$$

✓ **Vérifications**

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 6.87MPa \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

Annexe 5 : Calcul de ferrailage de la poutre palière

3.5.1. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $P_p = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur : $P_m = 2.81 \times (2.21-0.40) = 5.086 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELU) : $R_u = 10.45 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) : $R_s = 7.42 \text{ KN/ml}$.

Les résultats de calcul des sollicitations sont regroupés dans le Tableau 4.8 suivant :

$$P_u = 1.35G_p + G_{réact} = 1.35 \times 3 + 10.45 = 14.50 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G_p + G_{réact} = 3 + 7.42 = 10.42 \text{ kN/ml}$$

$$M_t = \frac{P_u \cdot l^2}{24} ; M_a = \frac{P_u \cdot l^2}{12} ; T = \frac{P_u \cdot l}{2}$$

Tableau : Sollicitation de la poutre palière

	En travée	Sur appui
M_u (KN. m)	10.72	21.83
M_{ser} (KN .m)	7.84	15.68
T_u max (KN)	-	30.81
T_{ser} max (KN)	-	22.14

3-Ferrailage de la poutre palière :

$$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2 ; d = 0.9h = 36 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_t = 10.72 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10.72 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.16} = 0.018$$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = 0.018 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

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

Annexes et Plans

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 35.67\text{cm} = 356.7\text{mm}$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} : \varepsilon_s = 10\text{‰} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{10.72 \times 10^6}{356.7 \times 348} = 86.4\text{mm}^2 = 0.9\text{cm}^2$$

✓ *Vérification de la condition de non fragilité :*

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}\right) = \max(1.2\text{cm}^2 ; 2.24\text{cm}^2)$$

$$A_{min} = 2.24\text{cm}^2 > A_s = 0.9\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.N.V.}$$

On choisit : A = **3HA12** = 3.39cm²

En appuis :

$$M_a = 21.83\text{kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{21.83 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.16} = 0.020$$

$$\text{Donc} : \mu_{bu} = 0.020 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 35.64\text{cm} = 356.4\text{mm}$$

$$\mu_{bu} = 0.020 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} : \varepsilon_s = 10\text{‰} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{21.83 \times 10^6}{356.4 \times 348} = 176\text{mm}^2 = 1.76\text{cm}^2$$

✓ *Vérification de la condition de non fragilité :*

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}\right) = \max(1.2\text{cm}^2 ; 2.24\text{cm}^2)$$

$$A_{min} = 2.24\text{cm}^2 > A_s = 1.76\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.N.V.}$$

On choisit : A = **3HA12** = 3.39cm²

✓ **Vérification de contrainte ultime de cisaillement :**

$$T_{u\ max} = 30.81\text{kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u, \text{ tel que:}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b_0 \cdot d} = \frac{30.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.360} = 0.29\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.29\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 5\text{MPa} \dots \dots c'est\ vérifié, \text{ donc pas de risque de rupture de cisaillement.}$

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(1.14\text{cm} ; 1.2\text{cm} ; 1.2\text{cm}) = 1.14\text{cm} = 11.4\text{mm}$$

On adopter : $\phi_t = 8\text{mm}$

✓ **Escarpelement des armatures transversal :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(32.4\text{cm} ; 40\text{cm}) = 32.4\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25\text{cm}$

✓ **Espacement exigé par RPA 99 /Version 2003 :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 ; 12\phi_l) = 10\text{cm}$$

On prend : $S_t = 10\text{cm}$

Vérification à l'ELS :

En travée :

$$M_{ts} = 7.84\text{kN.m} ; A_s = 3T12 = 3.39\text{cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre**

Equation s'écrit :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A \cdot y - 30 \cdot d \cdot A = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15 \cdot A}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A)}{7.5A^2}} \right) = 9.48 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \cdot A_s (d - y)^2 = 44283.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{7.84 \times 10^6}{44283.05 \times 10^4} \times 94.8 = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = 1.68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

En appuis :

$$M_{a_s} = 15.68 \text{ kN.m} ; A = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre**

Equation s'écrit :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A \cdot y - 30 \cdot d \cdot A = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15.A}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d.A)}{7.5A^2}} \right) = 9.48cm$$

- **Le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15.A_s(d - y)^2 = 44283.05cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I}y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I}y = \frac{15.68 \times 10^6}{44283.05 \times 10^4} \times 94.8 = 3.36MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I}y = 3.36MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

Annexe 6 : Calcul de ferrailage de la dalle machine

3.8.3. Détermination Des Charges Et Surcharges :

a. Charges permanentes :

- Poids de la machine supportée $50,00\text{kN/m}^2$
 - Poids propre de la dalle $\underline{0,25 \times 25 = 6,25\text{kN/m}^2}$
- G=56,25kN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

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

3.8.4. Combinaison Des Charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77.43\text{kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 57.25\text{kN/m}^2$$

3.8.5. Calcul Des Efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ " :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{1,5} = 1 \leq 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

D'après le BAEL : ($\mu_x ; \mu_y$)

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0308 \Rightarrow M_x = 9,18\text{kN.m} \\ \mu_y = 1.00 \Rightarrow M_y = 9.18\text{kN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=7.80KN. m$$

$$M_{ty}=0,85M_y=7.80KN.m$$

-Moments surappuis :

$$M_{ax}=0,3M_x= 2.34kNm$$

$$M_{ay}=0,3M_y=2.34 kNm$$

$$M_a=Max(M_{ax} ; M_{ay})=2.34KN.m$$

3.8.6. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de $1m$, on aura une section $(b \times h)=(100 \times 27,5)cm^2$ qui travaille en flexion simple.

3.8 6.1. Ferrailage :

- Sur Travée

a. Dans le sens “ L_x ” :

On a : $b=100cm$; $h=27,5cm$; $d=0,9h=25cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,16MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Tableau : Récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x)

$M_{tx}(kNm)$	μ_{bu}	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
7.80	0,088	0	0,11	26,29	3,01	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm \quad \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens “ L_y ” :

On a : $b=100cm$; $h=27,5cm$; $d=d_x-\phi_x=23cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,16MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Tableau : Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

M_{ty} (KN.m)	μ_{bu}	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$
8,7	0,074	0	0,096	24,12	2,68	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

• **Sur Appuis**

On a : $b=100\text{cm}$; $h=27,5\text{cm}$; $d=0,9h=25\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,16\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau : Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

M_a (KNm)	μ_{bu}	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$
2,34	0,0059	0	0,0076	21,81	0,56	5T8	2,51

$$\text{Espace} \quad Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x-x) & \text{vérifiée} \\ \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y-y) & \text{vérifiée} \end{cases}$$

3.8.6.2. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 37,53\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 42,59\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 42,59\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{42,59 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,189\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

3.8.7. Vérification À L'E.L.S :

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Acier

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63MPa$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } fe = 400MPa$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25kN/m^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,074 \Rightarrow M_x = 9,53kN.m \\ \mu_y = 0,585 \Rightarrow M_y = 5,57kN.m \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,10 kN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,73 kN.m$$

-Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max}(0,3 M_x ; 0,3 M_y) = 2,43 kN.m$$

Annexes et Plans

1- Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		$M_t(K$ $N.m)$	$A_s(cm$ $^2)$	$Y(cm$ $)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MP$ $a)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MP$ $a)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	9,53	3,14	4,16	11734,1	2,83	vérifiée	187,11	vérifiée
	(y-y)	5,57	3,14	4,00	19083,5 1	2,42		153,92	
Appuis		2,43	2,51	3,76	14989,6	0,707		52,88	

Vérification de la condition de non fragilité :

$$h=27,5cm ; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,05cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,70 \end{cases}$$

Sens L_{x-x} :

Sur appuis : $A_x=2,51cm^2/ml > 2,3 cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,14cm^2/ml > 2,3 cm^2$ vérifiée

Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ *vérifiée*

En travée : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ *vérifiée*

c - Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,125 > 0,0279 \\ 0,125 > 0,028 \text{ à } 0,037 \\ 0,00139 < 0,005 \end{array} \right. \begin{array}{l} \textit{vérifiée} \\ \textit{vérifiée} \\ \textit{vérifiée} \end{array}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire