

1.docx

2.docx

3.docx

4.docx

5.docx

6.docx

7.docx

8.doc

9.docx

10.doc

11.doc

12.doc

13.doc

14.doc

15.doc

16.doc

17.doc

18.doc

19.doc

20.doc

21.doc

22.doc

23.doc

24.docx

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 des Sciences et de la Technologie



Mémoire de fin d'études

En vue d l'obtention du diplôme de master en Génie civil

Option : structures

Thème

Etude comparative de la stabilité d'un bâtiment à usage d'habitation en béton ordinaire et en béton à hautes performances

Réalisé par

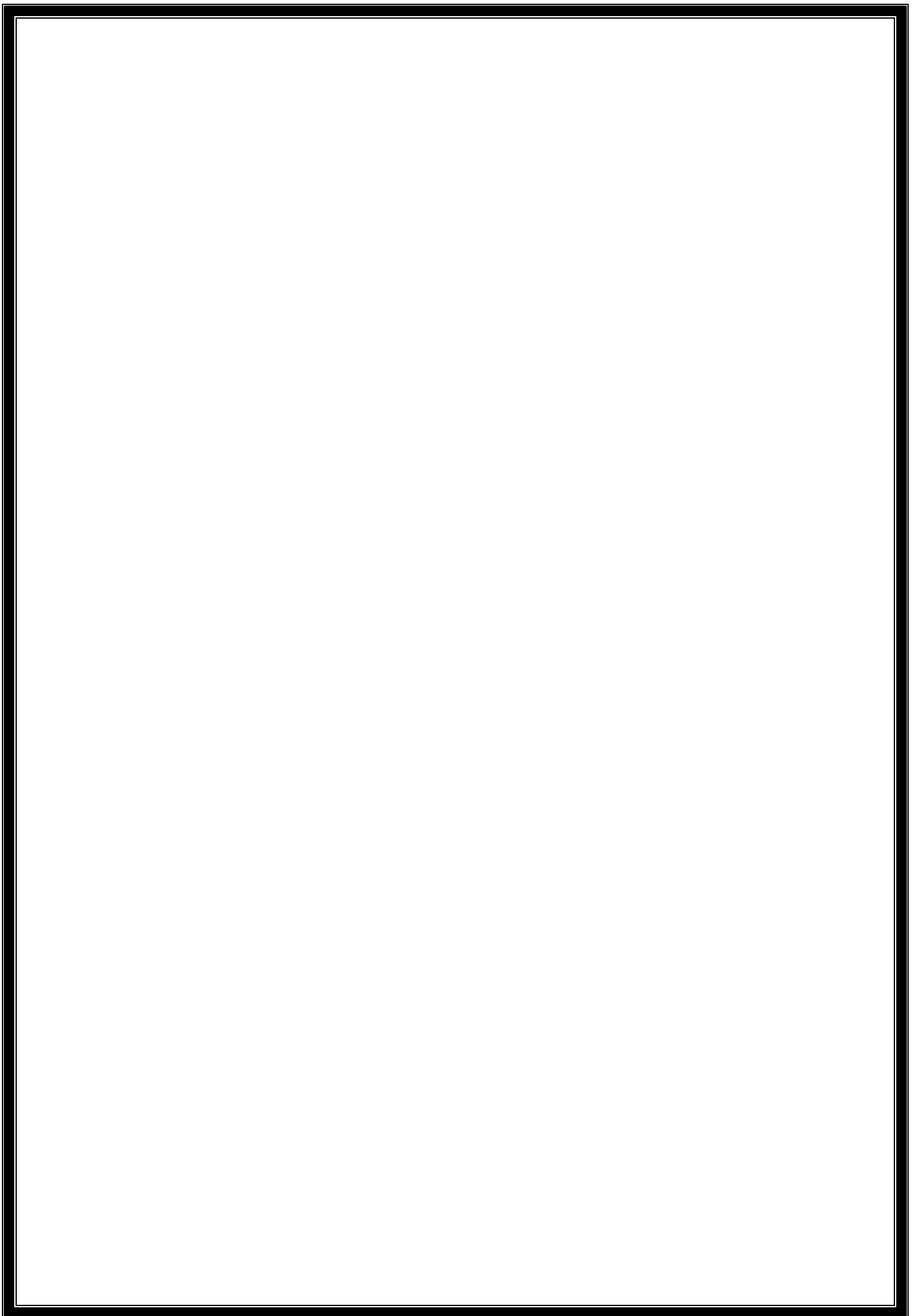
M^{lle}. OUERDANE Marwa

M^{lle}. MEKHELFI Fatima

Encadré par

Dr. TAHENNI Touhami

Promotion 2019



Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Monsieur TAHENNI Touhami pour ses soutiens, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Tous les enseignants de génie civil de Djilali Bounaama Khemis Meliana et en particulier Mr TOUHARI et Mr ALI BENYAHIA

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jurys d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.



Dédicace



Avec un énorme plaisir et une immense joie, je dédie mon travail à ma très chère, respectueuse et magnifique maman qui m'a toujours soutenu le long de ma vie, et à mon père qui ne sera jamais mis à l'oubli ;

A mes sœurs Hamida et Dalal ; et en particulier mon binôme Fatima et mes chères amies Rym ,Fella ,Djazia,Lamia,Warda,Rofeida ;

A Mes amis Mohamed, Sofiane et seifeddine

même je dédie cet mémoire aussi à la famille OUERDANE : exception mes oncles ,mes tantes , et mes cousines , aussi qu'à la famille de ma mère : REZKALLAH mes oncles ,mes tantes, et mes cousines ;

À tous mes amis

Et toute personne qui me connaît ;

Surtout à vous :

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail

Marwa



Dédicace



Avec un énorme plaisir et une immense joie , je dédie mon travail à ma très chère, respectueuse et magnifique mère qui m'a toujours soutenu le long de ma vie , a mon chère père qui m'a donné le courage et l'aide

A mes frères Amine et Ridha

A mes sœurs Houria , Amel ,Hanene et Nadjet en particulier mon binôme
Marwa et mes chères amis ;

même je dédie cet mémoire aussi à la famille MEKHELFI : exception mes oncles ,mes tantes , et mes cousines , aussi qu'à la famille de ma mère : BEN KHADOUMA mes oncles ,mes tantes, et mes cousines ;

À tous mes amis

Et toute personne qui me connait ;

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail

Fatima

LA LISTE DES TABLEAUX

Les tableau	Page
Tableau 1.1. Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99.....	08
Tableau 1.2. Propriétés mécaniques de l'acier.....	12
Tableau 2.1. Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux.....	17
Tableau 2.2. Charge permanentes et surcharge des planchers courants en corps creux.....	17
Tableau 2.3. Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine.....	18
Tableau 2.4. Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine.....	18
Tableau 2.5. Charge permanente et surcharge du plancher « sous-sol » en dalle pleine.....	18
Tableau 2.6. Charges permanentes des murs extérieurs.....	19
Tableau 2.7. Dégression des charges d'exploitation.....	22
Tableau 2.8. Résultat de la loi de dégression	22
Tableau 2.9. Résultats de la dégression des charges.....	29
Tableau 2.10. Section des poteaux centraux BO.....	29
Tableau 2.11. Section des poteaux centraux BHP	29
Tableau 3.1 : Coefficient m dépend de la nature de la dalle	34
Tableau 4.1. Facteur de qualité Q de la structure.....	53
Tableau 4.2. Paramètres sismiques.....	54
Tableau 4.3 : Vérification des période	57
Tableau 4.4 : Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=25\text{MPa}$).....	57
Tableau 4.5 : Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=50\text{MPa}$).....	58
Tableau 4.6 : Calcul de la force sismique sous l'effet des deux modules d'élasticité.....	58
Tableau 4.7 : Vérification de la résultante de force sismique.....	58
Tableau 4.8 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (BO).....	59
Tableau 4.9 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (BHP).....	59

Tableau 4.10 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (BO).....	59
Tableau 4.11 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (BHP).....	60
Tableau 4.12 : Vérification des périodes	61
Tableau 4.13 : Pourcentage de participation massique (BO).....	62
Tableau 4.14 : Pourcentage de participation massique (BHP).....	63
Tableau 4.15 : Calcul de la force sismique	64
Tableau 4.16 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	64
Tableau 4.17 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (BO).....	65
Tableau 4.18 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (BHP).....	65
Tableau 4.19 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(BO).....	65
Tableau 4.20 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (BHP)	66
Tableau 4.21 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (BHP)	68
Tableau 4.22 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (BO).....	68
Tableau 4.23 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (BHP).....	68
Tableau 4.24 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (BO).....	69
Tableau 4.25 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens X pour (BO).....	69
Tableau 4.35 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens X pour (BHP).....	69
Tableau 4.36 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y pour (BO).....	70
Tableau 4.37 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y pour (BHP).....	70
Tableau 5.1. Section d'armatures des poteaux (Nmax,Mcorr) (BO)	73
Tableau 5.2. Section d'armatures des poteaux (Nmax,Mcorr) (BHP).....	73
Tableau 5.3. Section d'armatures des poteaux (Mmax,Ncorr) (BO)	73
Tableau 5.4. Section d'armatures des poteaux (Mmax,Ncorr) (BHP)	74
Tableau 5.5 . Section d'armatures des poteaux (Nmax,Mcorr) (BO).....	74
Tableau 5.6. Section d'armatures des poteaux (Nmax,Mcorr) (BHP).....	74

Tableau 5.7. Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr}) (BO)	74
Tableau 5.8. Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr}) (BHP).....	75
Tableau 5.9. Section d'armatures des poteaux (N_{max}, M_{corr}) (BO).....	75
Tableau 5.10 Section d'armatures des poteaux (N_{max}, M_{corr}) (BHP).....	75
Tableau 5.11. Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr}) (BO)	75
Tableau 5.12. Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr}) (BO)	76
Tableau 5.13. Ferrailages des poteaux en BO.....	76
Tableau 5.14. Ferrailages des poteaux en BHP.....	76
Tableau 5.15. Vérifications des contraintes cas (N_{max}, M_{corr}) (BO).....	77
Tableau 5.16. Vérifications des contraintes cas (N_{max}, M_{corr}) (BHP).....	77
Tableau 5.17. Vérifications des contraintes cas (M_{max}, N_{corr}) (BO).....	77
Tableau 5.18. Vérifications des contraintes cas (M_{max}, N_{corr}) (BHP).....	77
Tableau 5.19. Vérification de sollicitation normale (BO).....	78
Tableau 5.20. Vérification de sollicitation normale(BHP)	78
Tableau 5.21. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (BO).....	80
Tableau 5.22. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (BHP).....	80
Tableau 5.23. Espacement maximales selon RPA99 (version 2003) (BO).....	82
Tableau 5.24. Espacement maximales selon RPA99 (version 2003) (BHP).....	82
Tableau 5.25. Choix des armatures transversales pour les poteaux (BO)	82
Tableau 5.26. Choix des armatures transversales pour les poteaux (BHP)	83
Tableau 5.27. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (AxeA).....	87
Tableau 5.28. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe B).....	88
Tableau 5.29. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses(AxeD)	90

Tableau 5.30. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses(Axe E).....	93
Tableau 5.31. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (AxeF).....	96
Tableau 5.32. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe G).....	98
Tableau 5.33. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe H).....	100
Tableau 5.34. Ferrailage longitudinal des non poutres porteuses	102
Tableau 5.35. Vérification de la condition de non fragilité	103
Tableau 5.36. Vérification des contraintes des poutres porteuses	104
Tableau 5.37. Vérification de la contraint de cisaillement.....	104
Tableau 5.38. Choix des armatures transversales (BO).....	105
Tableau 5.39. Choix des armatures transversales (BHP).....	106
Tableau 5.40. Choix des armatures transversales (BO).....	106
Tableau 5.41. Choix des armatures transversales (BHP).....	107
Tableau 5.42. Moment d'inertie fictif des poutres en BO.....	109
Tableau 5.43. Moment d'inertie fictif des poutres en BHP.....	110
Tableau 5.44. Vérification de la flèche des poutres en BO.....	110
Tableau 5.45. Vérification de la flèchedes poutres en BHP	111
Tableau 5.46. Ferrailage des poutres porteuses en BO	111
Tableau 5.47. Ferrailage des poutres porteuses en BHP	112
Tableau 5.48. Ferrailage des poutres non porteuses.....	113
Tableau 5.49. Caractéristiques et ferrailage des voiles.....	121
..	
<i>Tableau 6.1 : Sections des semelles isolées.....</i>	<i>130</i>
<i>Tableau 6.2 : Dimensions des semelles filantes.....</i>	<i>132</i>
<i>Tableau 6.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....</i>	<i>140</i>

Tableau 6.4 : <i>Contraintes sous le radier à l'ELS</i>	140
Tableau 7.1 . Prix unitaires de différents travaux	148
Tableau 7.2 . Estimation du quantitatif et des prix totaux (Gros œuvres).....	151

LA LISTE DE FIGURE

Figure.....	Page
Figure 1.1 : Diagramme de calcul "parabole-rectangle".....	10
Figure 1.2 : Diagramme contraint - déformation de l'acier.....	12
Figure 2.1 : Surface revenant au poteau de rive (poteau A2).....	25
Figure 2.2 : Surface revenant au poteau d'angle	26
Figure 2.3 : Surface revenant au poteau central.....	26
Figure 2.4 : Coupe de voile en élévation.....	30
<i>Figure 3.1</i> : Acrotère en béton armé.....	32
Figure 3.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	33
<i>Figure 3.3</i> : Schéma statique d'un balcon.....	34
<i>Figure 3.4</i> : Dimensions du balcon.....	35
Figure 3.5 : Ferrailage du balcon.....	36
<i>Figure 3.6</i> : Coupe horizontale d'une poutrelle.....	37
<i>Figure 3.7</i> : Dimensions des poutrelles du plancher en corps creux.....	37
<i>Figure 3.8</i> : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	38
Figure 3.9 : Vue en plan et en 3D de l'escalier balancer.....	40
Figure 3.10 : Schéma de ferrailage des escaliers.....	41
<i>Figure 3.11</i> : Schéma de ferrailage de la poutre palière	42
<i>Figure 4.1</i> : Spectre de réponse.....	50
Figure 4.2 : Modèle initiale de disposition des voiles.....	55
Figure 4.3 : Comportement des trois premiers modes du modèle initial.....	56
Figure 4.4 : modèle finale de disposition des voiles.....	60
Figure 4.5 : Comportement des trois premiers modes dans le modèle finale	61

Figure 4.6 : <i>Evaluation des effets du second ordre</i>	67
Figure 5.1. Ferrailage des poteaux en BO.....	83
Figure 5.2. Ferrailage des poteaux en BHP.....	84
Figure 5.3 : Disposition des armatures pour les poteaux	85
Figure 5.4. : Axes et files des poutres.....	86
Figure 5.5 : Arrêt des barres.....	108
Figure 5.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du rerrailage.....	115
Figure 5.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	116
Figure 5.8 : Dispositif des voiles a études.....	119
Figure 5.9 : Schéma de ferrailage du voile(BO) sous forme L.....	120
Figure 5.10 : Schéma de ferrailage du voile(BHP) sous forme L.....	120
Figure 5.11 : Schéma de ferrailage du voile(BO) sous forme U.....	120
Figure 5.12. Schéma de ferrailage du voile(BO) sous forme U.....	121
Figure 5.13. Ferrailage des linteaux.....	125
Figure 6.1 : <i>Fondation superficielles</i>	127
Figure 6.2 : <i>Disposition des poteaux</i>	129
Figure.6.3 : <i>Schéma statique du bâtiment</i>	138
Figure 6.4: <i>Contraintes sous radier</i>	139
Figure 6.5: <i>Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicite</i>	141
Figure 6.6 : <i>Ferrailage de la dalle du radier en BO pour une bande de 1m</i>	141
Figure 6.7 : <i>Ferrailage des nervures du radie en BO dans les deux sens</i>	142
Figure 6.8 : <i>Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique en BO</i>	143
Figure 6.9: <i>Ferrailage du voile périphérique en BO</i>	143
Figure 6.10: <i>Ferrailage longrine pour BO</i>	145
Figure 6.11 : <i>Ferrailage de la dalle du radier en BHP pour une bande de 1m</i>	146
Figure 6.12 : <i>Ferrailage des nervures du radie en BHP dans les deux sens</i>	146

Figure 6.13 : Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique en BHP147

Figure 6.14: Ferrailage du voile périphérique en BHP147

Figure 6.15: Ferrailage longrine pour BHP147

Figure 7.1 : Histogramme de comparaison des prix des deux structures (BO et BHP)..152

liste des symboles

- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- 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
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur

- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- 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.
- 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.
- 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.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة عمارة من خرسانة مسلحة عادية ونفس العمارة من خرسانة مسلحة ذات مواصفات عالية مكونة من طابق أرضي زائد سبعة طوابق ذات استعمال سكني الواقعة ببلدية عين الدفلى (منطقة IIB) والقيام بمقارنة بين التحليل الديناميكي عن طريق برنامج ETABS وكذلك دراسة إستقرار كل هيكل. أنجزت دراسة اقتصادية بالنسبة لكل عمارة والتي أثبتت أن الخرسانة ذات المواصفات العالية هي مادة بناء اقتصادية. في الواقع لضمان سلوك ديناميكي أحسن للبنية' الأمكنة الجيدة للحجابات أكثر أهمية من عددها داخل البنية' لضمان لدان أحسن للهياكل' خاصة و جودة هيكلية جد مهمة في المناطق ذات نشاط زلزالي عالي.

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'un bâtiment réalisé en béton ordinaire et le même bâtiment réalisé en béton à hautes performances composé de rez-de-chaussée plus sept étages à usage d'habitation, situé à la commune d'Ain Defla (zone IIB), et faire une comparaison entre l'analyse dynamique à l'aide du logiciel ETABS ainsi que la stabilité des deux structures. Une étude économique a été faite pour les deux types de structures et qui montre que le béton à hautes performances est un matériau de construction économique. 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 study of building made of ordinary concrete and the same building made of high performance concrete composed of ground floor plus seven floors for residential use, located in the municipality of Ain Defla (zone IIB), and compare dynamic analysis with ETABS software, as well as the stability of the two structures. An economic study was made for two types of structures and showing that high performance concrete is an economical building material. Indeed, to ensure a good dynamic behaviour of our building, the good disposition of the bracing sails is more important than the number of these sails, to ensure proper ductility of the structure, essential structural quality in areas of high seismicity.

SOMMAIRE

Introduction gènèrle.....	01
----------------------------------	-----------

Chapitre 01 : Prèsentation du projet

1.1-Introduction	03
1.2. Prèsentation de l'ouvrage.....	03
1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	07
1.4. Hypothèses de calcul	14

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

2.1. Introduction.....	15
2.2. Pré dimensionnement des chersplan.....	15
2.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	19

Chapitre 03 : Ferrailage des éléments non structuraux.

3.1. Introduction	32
3.2. Ferrailage de l'acrotère	32
3.3. Ferrailage du balcon	33
3.4. Plancher en corps creux.....	36
3.5. Ferrailage des escaliers	38
3.6. Poutre palière	41

Chapitre 04 : Etude sismique

4.1. Introduction	43
4.2. Caractéristique dynamique	43

4.3. Presentation du programmeur ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)....	45
4.4. Etude sismique	46
4.5. Interprétation des résultats	54

Chapitre 05 : Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction	71
5.2. Ferrailage des poteaux	72
5.3. Ferrailage des poutres	85
5.4. Ferrailage des voiles	113

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.1. Introduction	126
6.2. Classification des fondations	126
6.3. Facteurs de choix du type de fondation.....	127
6.4. Conseils pour les fondations.....	127
6.5. Calcul des fondations	128
6.6. Choix de fondation	128
6.7. Etude avec béton ordinaire (BO)	129
6.8. Etude avec béton à hautes performances (BHP).....	146

Chapitre 07 : Etude économique

7.1. introduction	148
7.2. Les prix unitaires	148
7.3. Estimation des quantités	149

<i>7.4. Devis estimatif</i>	<i>151</i>
<i>7.5. Analyse et discussions des résultats</i>	<i>152</i>

Introduction générale

Une structure en béton armé 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 d'une structure en béton armé à hautes performances vise trois objectifs :

- **Premièrement** : 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**).
- **Deuxièmement** : 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 énoncées 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 mémoire, nous avons intéressé par la conception et le calcul du ferrailage des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé de rez-de-chaussée plus sept étages (R+7), situé à la commune de Ain Defla et réalisé avec un Béton Ordinaire (BO) de résistance à la compression de 25 MPa, et un Béton à Hautes Performances (BHP) de résistance à la compression de 50 MPa, donc les paramètres d'étude de notre projet sont la variation de la résistance à la compression du béton.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- Le premier chapitre présente une définition de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques géométriques, ainsi que les propriétés physico-mécaniques du matériau béton armé et les différentes hypothèses utilisées dans un calcul en béton armé.
- Le deuxième chapitre présente l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges et le prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux et poutres).

- Le ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, escaliers, balcon et planchers) fait l'objet du chapitre trois.
- Nous présentons dans le quatrième chapitre l'étude sismique et le choix de la méthode de calcul. Le logiciel de calcul des structures ETABS a été utilisé pour déterminer les différentes sollicitations de calcul dans le cas du BO et du BHP.
- Le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) a été présenté au chapitre cinq.
- Le choix de type de fondation et le calcul de ferrailage ont été présentés au chapitre six.
- Dans le chapitre, nous présentons une étude comparative ou économique des deux types de structures ; en BO et en BHP.

Et nous terminons notre étude, par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.

Chapitre 01

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 [1] et aux règles de béton armé en vigueur BAEL 99 [2] et CBA 93 [3] 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 à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus sept étages (R+7) avec terrasse inaccessible, et situé à la commune de Ain Defla.

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 minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après [1]:

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 [1] dans le « groupe 2 ».

1.2.1.2. Classification selon la zone sismique

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de séismicité 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 la commune de Ain Defla et qui est classée comme zone IIb.

1.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.2.2.1. Dimension en plan

La structure présente une forme irrégulière en plan (forme L), dont les dimensions en projections sont :

- Longueur totale suivant le sens longitudinal Y-Y' :22.00 m
- Largeur totale suivant le sens transversal X-X' :26.00m

1.2.2.2. Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment :25.28m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.06m
- Hauteur de l'étage courant3.06m
- Hauteur de l'acrotère0.80 m

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 [1] 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 (en partie courante)

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 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 balancés (la cage d'escalier commence de rez-de-chaussée jusqu'à 7^{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.

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.

Ce projet a été réalisé avec un Béton Ordinaire (BO) de résistance à la compression de 25 MPa, et un Béton à Hautes Performances (BHP) de résistance à la compression de 50 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 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.

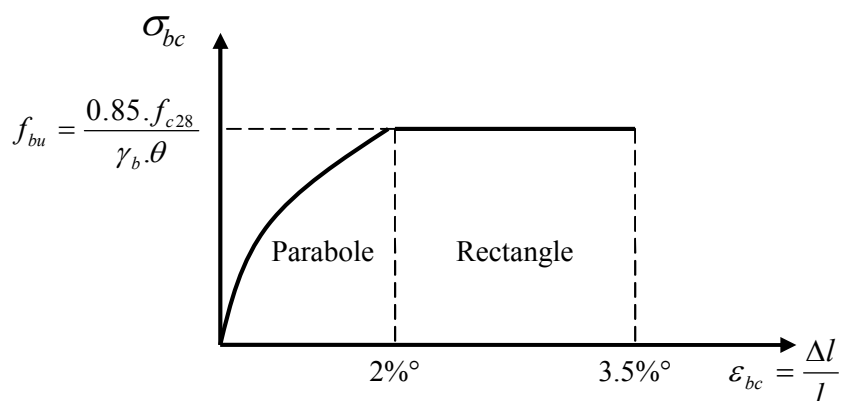


Figure 1.1. Diagramme de calcul "parabole-rectangle".

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

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

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	215	6-8-10-12-14-16-20	Armatures transversales
	F _e E24	235		
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 .

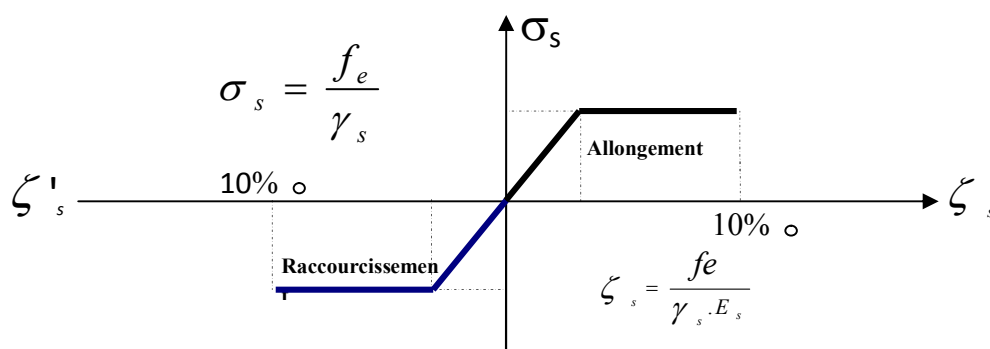


Figure 1.2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

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 :

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

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 η 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 02

Prédimensionnement des éléments non structuraux et structuraux

2.1. Introduction

Le Prédimensionnement des éléments résistants d'une structure 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 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

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. Prédimensionnement des éléments non structuraux

2.2.1. Prédimensionnement 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 :

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

2.2.1.2. 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**.

2.2.1.3. Résistance à la flexion

a). *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 = 550cm

$$\frac{550}{50} \leq e \leq \frac{550}{40} \Rightarrow 11 \text{ cm} \leq e \leq 13.75 \text{ cm}$$

b) *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) : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

On a L = 105cm, $\frac{105}{35} \leq e \leq \frac{105}{30} \Rightarrow 3 \text{ cm} \leq e \leq 3.5 \text{ cm}$

2.2.1.4. Condition de déformation (flèche)

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

$$\frac{105}{25} \leq e \leq \frac{105}{20} \Rightarrow 4.2 \text{ cm} \leq e \leq 5.25 \text{ cm}$$

Conclusion

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur = **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

2.2.2. 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 de document technique DTR-B.C.2.2. [7].

Notre bâtiment est 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.

2.2.2.1. 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[7].

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

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 corps creux	/	0.20	2.85	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
			$\Sigma = 6.53$	

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	
			$\Sigma = 6.54$	

2.2.2.2. 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[7].

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
Etanchéité 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	
			$\Sigma = 7.68$	

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	
			$\Sigma = 7.25$	

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	
			$\Sigma = 5.54$	

2.2.3. 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

2.3. Prédimensionnement des éléments structuraux

2.3.1. Prédimensionnement 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 règlement parasismique Algérien (**RPA99**).

Les deux étapes principales de Prédimensionnement sont résumées ci-dessous.

► Selon le BAEL 91 /modifié 99 :

• La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

• 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 $L_{\max} = 5.5$ m de poutre porteuse et $L_{\max} = 4.67$ m de poutre non porteuse

• h : hauteur de la poutre.

• b : largeur de la poutre.

► Selon le R.P.A 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 : $\frac{h}{b} \leq 4$

2.3.1.1. Poutres porteuse

2.4.1.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$36.66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(30 x 40) cm²**.

2.4.1.2. Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

2.3.1.2. Poutres non porteuses

2.4.2.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$31.13 \text{ cm} \leq h \leq 46.7 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(30 x 40) cm²**.

2.4.2.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

Conclusion

Le choix final des dimensions des poutres est le suivant :

- Poutres porteuses : **(30 x 40) cm²**.
- Poutres non porteuses : **(30 x 40) cm²**.

2.3.2. Prédimensionnement des poteaux

2.3.2.1. 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.

2.3.2.2. 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].

2.3.2.3. 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
7	Q_1	$Q_0 + Q_1$

6	Q ₂	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂
5	Q ₃	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃
4	Q ₄	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄
3	Q ₅	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅
2	Q ₆	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5Q ₆
1	Q ₇	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5 (Q ₆ +Q ₇)
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)

Tableau 2.8. Résultat de la loi de dégression

Niveau	Q (KN/m ²)	
	Avant dégression	Après dégression
Terrasse	1.0	1.00
N ₇	1.5	2.50
N ₆	1.5	3.85
N ₅	1.5	5.05
N ₄	1.5	6.10
N ₃	1.5	7.00
N ₂	1.5	7.75
N ₁	1.5	8.50
RDC	1.5	9.25

2.3.2.4. 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 du béton ($B = a \times b$).

* 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 ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour BO et $f_{c28} = 50 \text{ MPa}$ pour BHP).

* A_s : section d'acier comprimée.

* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle l_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$) [m^2].

➤ Selon le BAEL91- modifié 99

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0.9\%$

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

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 :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0.065 N_u \implies \text{BO}$$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0.035 N_u \implies \text{BHP}$$

➤ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique II b, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} &* \text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ &* \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ &* \frac{a}{4} < \frac{b}{4} < 4 \end{aligned} \right.$$

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 0.9%B. (zone IIb)

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

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.135 B} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots (2.3)$$

2.3.2.5. Surfaces revenants aux poteaux

a) Poteau de rive

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

$$S = 4.8 * 2.2 = 10.56 \text{ m}^2.$$

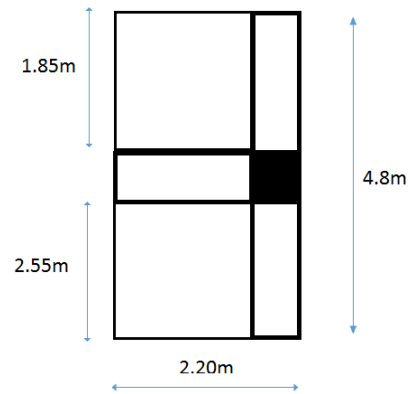


Figure 2.1. Surface revenant au poteau de rive (poteau A2)

b) Poteau d'angle

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

$$S = 9.4\text{m}^2$$

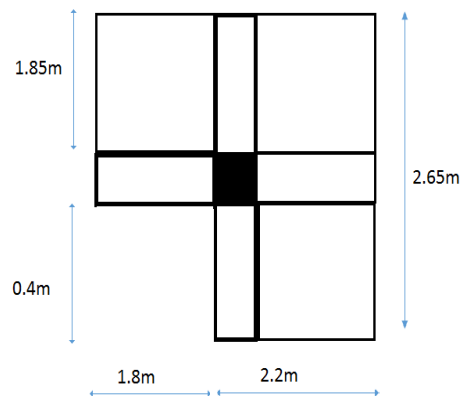


Figure 2.2. Surface revenant au poteau d'angle

c) Poteau central

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

$$S = 19.68\text{m}^2.$$

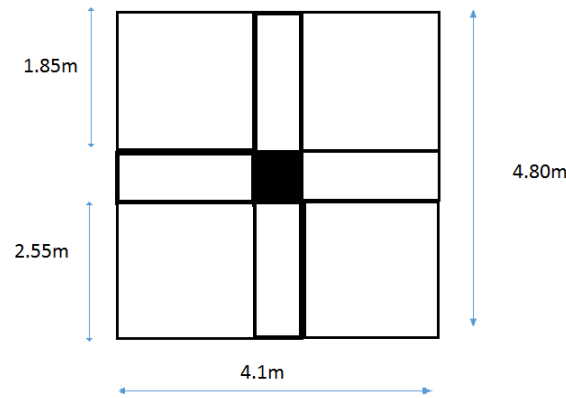


Figure 2.3. Surface revenant au poteau central

Conclusion

Le poteau central (F-2) est le plus sollicité parmi les trois types des poteaux, à une surface de participation $S = 19.68 \text{ m}^2$.

2.3.2.6. Calcul des charges

a) Charges permanente

Niveau T

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6.53 \times 19.68 = 128.51 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.4 \times 5.5 \times 25 = 16.5 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.3 \times 0.4 \times 4.67 \times 25 = 14.01 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.2 = 12.8 \text{ KN}$

$$N_{G1T} = 171.82 \text{ KN}$$

Niveau 7

Poids revenant Niveau T : $N_{G1T} = 171.82 \text{ KN}$

Poids plancher courants $G_{PT} = 6.54 \times 19.68 = 128.51 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.4 \times 5.5 \times 25 = 16.5 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.3 \times 0.4 \times 4.67 \times 25 = 14.01 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.2 = 12.8 \text{ KN}$

$$N_{G2T} = 343.63 \text{ kN}$$

Niveau 6

Poids revenant 7^{ème} étage : $N_{G2T} = 343.63 \text{ kN}$

Poids plancher courants $G_{PT} = 6.54 \times 19.68 = 128.51 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 5.5 \times 25 = 16.5 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.4 \times 4.67 \times 25 = 14.01 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.2 = 12.8 \text{ KN}$

$$N_{G3T} = 472.15 \text{ KN}$$

Niveau 5

Poids revenant 6^{ème} étage $N_{G3T} = 472.15 \text{ KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.54 \times 19.68 = 128.51 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.3 \times 0.4 \times 5.5 \times 25 = 16.5 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.4 \times 4.67 \times 25 = 14.01 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.2 = 12.8 \text{ KN}$

$$N_{G4T} = 643.97 \text{ KN}$$

Niveau 4

Poids revenant 5^{ème} étage $N_{G4T} = 643.97 \text{ KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.54 \times 19.68 = 128.51 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.3 \times 0.4 \times 5.5 \times 25 = 16.5 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.4 \times 4.67 \times 25 = 14.01 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.2 = 12.8 \text{ KN}$

$$N_{G5T} = 772.48 \text{ KN}$$

Niveau 3

Poids revenant 4^{ème} étage $N_{G5T} = 772.48 \text{ KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.54 \times 19.68 = 128.51 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.3 \times 0.4 \times 5.5 \times 25 = 16.5 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.4 \times 4.67 \times 25 = 14.01 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.2 = 12.8 \text{ KN}$

$$N_{G6T} = 900.99 \text{ KN}$$

Niveau 2

Poids revenant 3^{ème} étage $N_{G6T} = 900.99 \text{ KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.54 \times 19.68 = 128.51 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.3 \times 0.4 \times 5.5 \times 25 = 16.5 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.4 \times 4.67 \times 25 = 14.01 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.2 = 12.8 \text{ KN}$

$$N_{G7T} = 1029.5 \text{ KN}$$

Niveau 1

Poids revenant 2^{ème} étage $N_{G7T} = 1029.5 \text{ KN}$

Poids plancher courants $G_{PT} = 6.54 \times 19.68 = 128.51 \text{KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 5.5 \times 25 = 16.5 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.3 \times 0.4 \times 4.67 \times 25 = 14.01 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 4.3 = 17.2 \text{KN}$

$$N_{G8T} = 1205.72 \text{KN}$$

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

$$N_{GT} = N_{G8T} + (N_{G8T} * 0.15) = 1386.58 \text{KN}$$

b) 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	19.68
N ₇	2.50	49.2
N ₆	3.85	75.77
N ₅	5.05	99.38
N ₄	6.10	120.05
N ₃	7.00	137.76
N ₂	7.75	152.52
N ₁	8.50	167.28
RDC	9.25	182.04

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 avec BO.

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	$a = b$ (cm)	RPA (cm^2)	Choix	N_{ser} (KN)	σ_s (MPa)	σ_{ser} (MPa)	condition
7	171.82	49.2	305.75	198.74	14.09	30*30	30*30	221.02	2.16	15	ok
6	343.63	75.77	577.55	375.40	19.37	30*30	30*30	419.4	4.10	15	ok
5	472.15	99.38	786.47	511.20	22.61	30*30	35*35	571.53	4.11	15	ok
4	643.97	120.05	1049.43	682.13	26.12	30*30	35*35	764.02	5.49	15	ok
3	792.48	137.76	1276.48	829.71	28.80	30*30	35*35	930.24	6.70	15	ok
2	900.99	152.52	1445.11	939.32	30.64	30*30	40*40	1053.51	5.80	15	ok
1	1029.5	167.28	1640.74	1066.48	32.66	30*30	40*40	1196.78	6.59	15	ok
RDC	1205.72	182.04	1900.78	1235.51	35.15	30*30	40*40	1387.76	7.64	15	ok

Tableau 2.11. Section des poteaux centraux avec BHP

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	$a = b$ (cm)	RPA (cm^2)	Choix	N_{ser} (KN)	σ_s (MPa)	σ_{ser} (MPa)	condition
7	171.82	49.2	305.75	107.01	10.34	30*30	30*30	221.02	2.16	30	OK
6	343.63	75.77	577.55	202.14	14.21	30*30	30*30	419.4	4.10	30	OK
5	472.15	99.38	786.47	275.26	16.59	30*30	30*30	571.53	5.59	30	OK
4	643.97	120.05	1049.43	367.30	19.16	30*30	30*30	764.02	7.48	30	OK
3	792.48	137.76	1276.48	446.76	21.14	30*30	35*35	930.24	6.70	30	OK
2	900.99	152.52	1445.11	505.78	22.49	30*30	35*35	1053.51	7.57	30	OK
1	1029.5	167.28	1640.74	574.26	23.96	30*30	35*35	1196.78	8.60	30	OK
RDC	1205.72	182.04	1900.78	665.27	25.79	30*30	35*35	1387.76	9.98	30	OK

Tableau 2.11. Section des poteaux centraux avec BHP

2.3.3 Prédimensionnement 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 Prédimensionnement, 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.

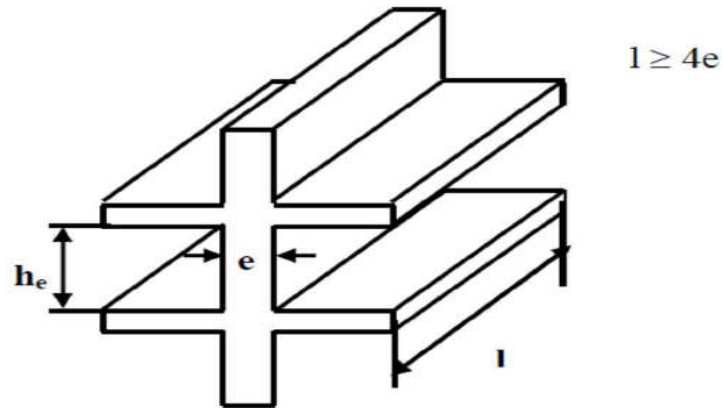


Figure 2.4. Coupe de voile en élévation

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 RDC et l'étage courant : $h_e = (3.2 - 0.4) = 2.8 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \{15 \text{ cm}, 14 \text{ cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15.00 \text{ cm.}$$

Conclusion

On adopte pour le RDC et les étages courants $a_{\min} = 15 \text{ cm.}$

Chapitre 03

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 $e = 10\text{ cm}$.

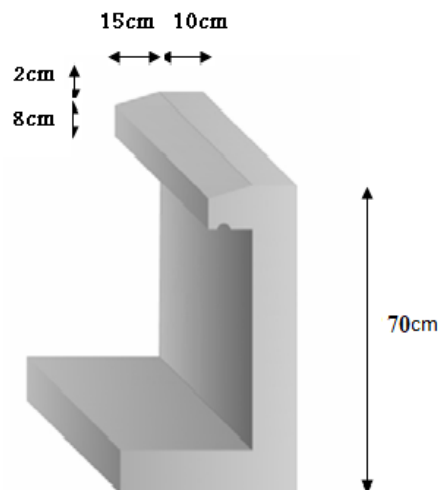
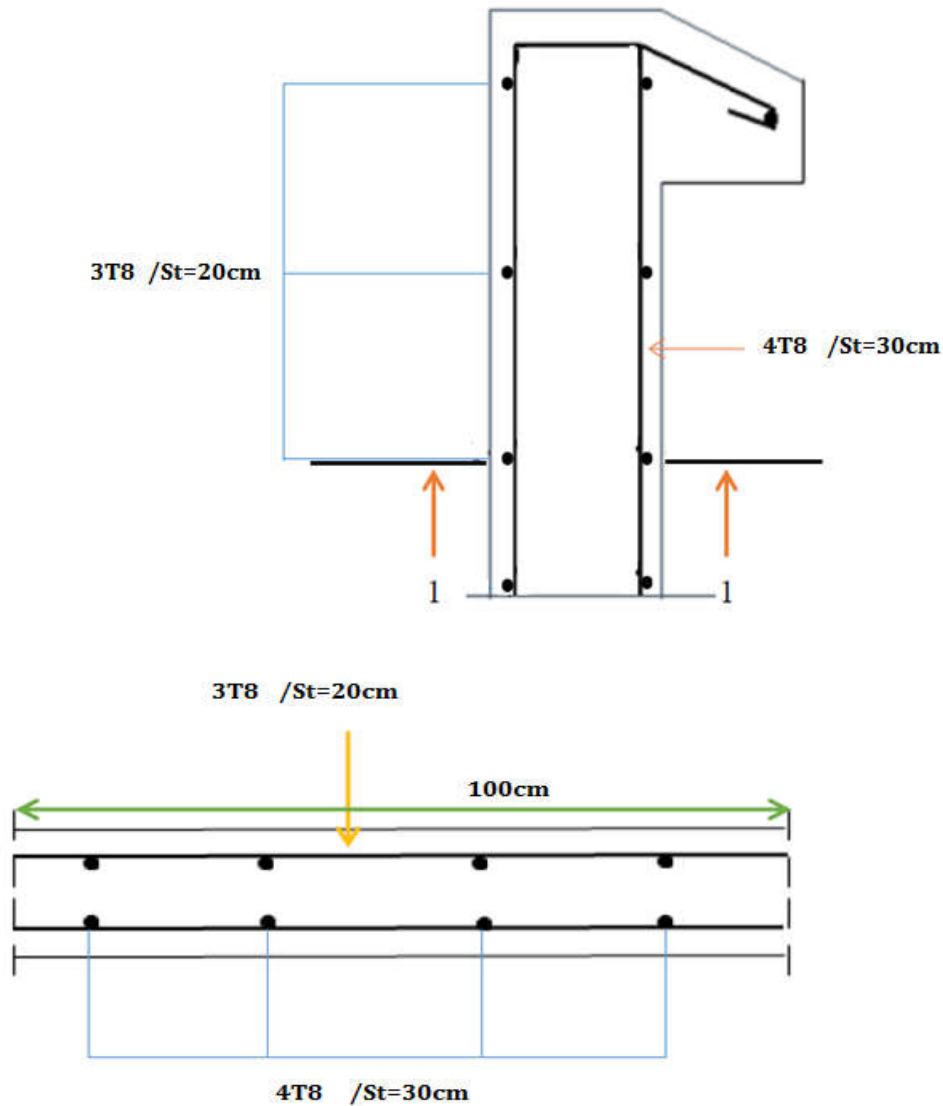


Figure 3.1 : Acrotère en béton armé.

Le calcul de ferrailage de l'acrotère est présenté dans l'Annexe A et le schéma de ferrailage sur la Figure 3.2.



Coupe 1-1

Figure 3.2. Ferrailage de l'acrotère

3.3. Ferrailage du balcon

3.3.1. 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).

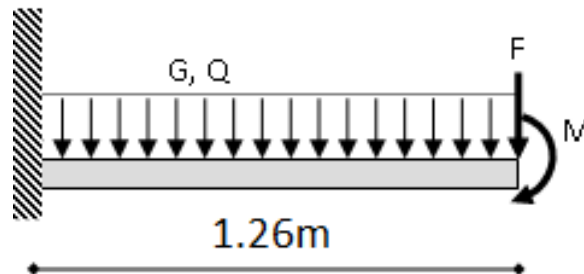


Figure 3.3. Schéma statique d'un balcon

3.3.2. Prédimensionnement 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 3.1. 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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.26}{2.8} = 0.45 < 0.4 \quad \text{La dalle travaille selon les deux sens}$$

Dalle simplement appuyée et travaille dans un seul sens $m = 30 - 40$

$$\text{Calcul de l'épaisseur : } \frac{126}{30} \leq e \leq \frac{126}{40} \quad 4.2 \text{ cm} \leq e \leq 3.15 \text{ cm}$$

Pratiquement on prend : $e = 15 \text{ cm}$, et le calcul de ferraillage sera fait pour une bande de 1m.

Le balcon est calculé comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$.

▪ **Evaluation des charges :**

- Charge permanente : $G=5.15\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3.50\text{kN/m}^2$
- Moment dû à la main courante : $M = 1\text{KN.m}$

La Figure 3.4 présente les dimensions du balcon étudié. Le calcul de ferraillage est présenté dans l'Annexe B.

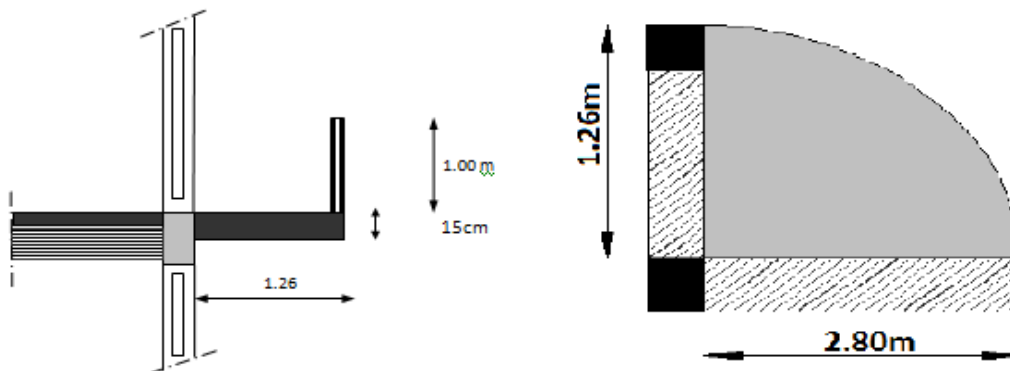


Figure 3.4. Dimensions du balcon.

La Figure 3.5 présente le schéma de ferraillage du balcon.

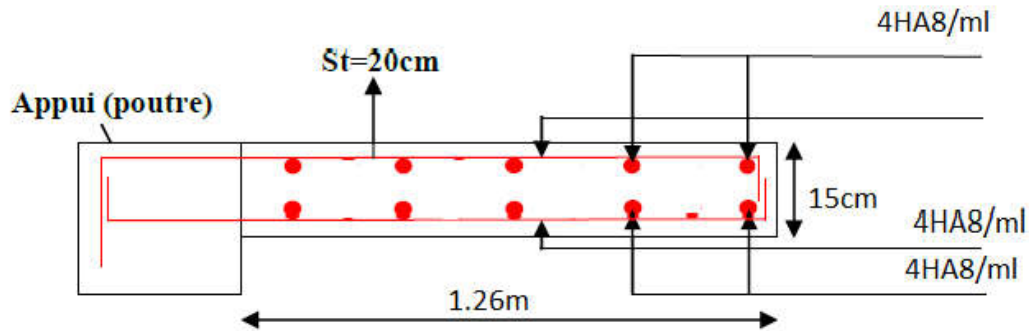


Figure 3.5. Ferrailage du balcon.

3.4. Plancher en corps creux

3.4.1. 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 4 cm d'épaisseur (h_0).

3.4.2. 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 3.6), 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.

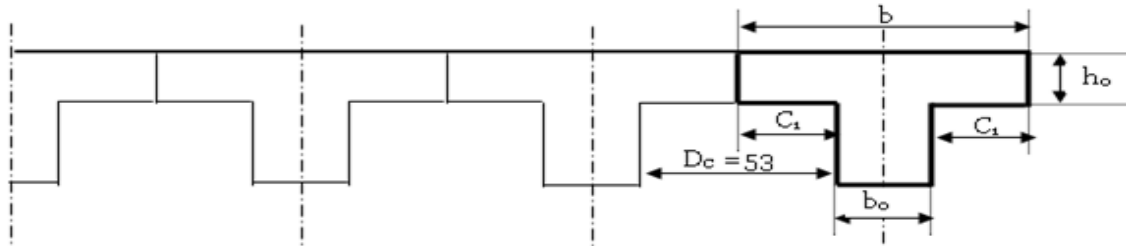


Figure 3.6. Coupe horizontale d'une poutrelle.

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 20 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 :

$$C_1 \leq \min \begin{cases} L_{\max} / 10 = 460 / 10 = 46.0 \text{ cm} \\ (6 \div 8) h_0 = 24 \text{ cm à } 32 \text{ cm} \\ D_c / 2 = 53 / 2 = 26.5 \text{ cm} \end{cases}$$

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

La Figure 3.7 présente les dimensions des poutrelles des planchers en corps creux de notre bâtiment.

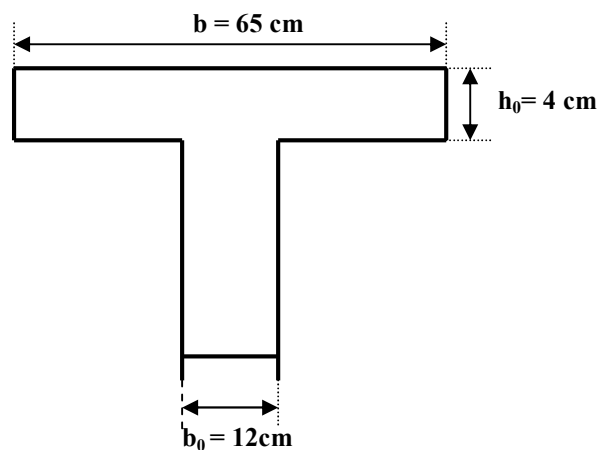


Figure 3.7. Dimensions des poutrelles du plancher en corps creux.

Le calcul de ferrailage est présenté dans l'Annexe C. La Figure 3.8 présente le schéma de ferrailage des poutrelles.

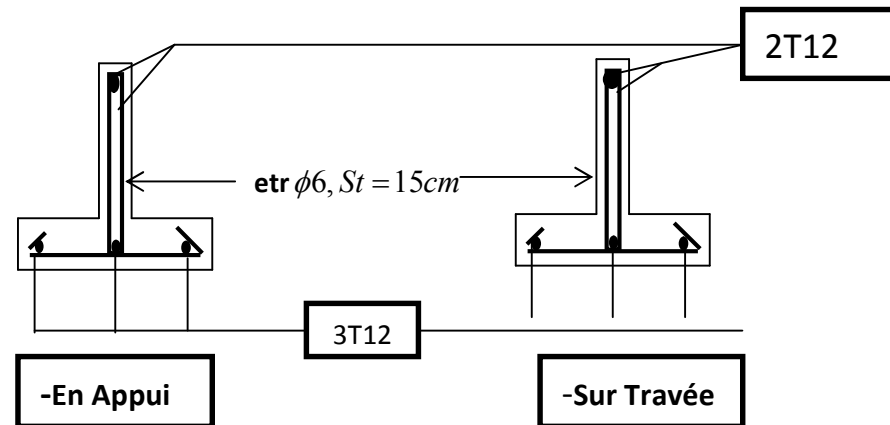


Figure 3.8. Schéma de ferrailage des poutrelles.

3.4.5. Dalle de compression

La dalle a une épaisseur de 4 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 :

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0.65 \times 10^2}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

En adopte un treillis soudé de $(150 \times 150) \text{ cm}^2$ et de diamètre 6 mm.

3.5. Ferrailage des escaliers

3.5.1. 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 pailasse** : 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 projet, nous avons un seul type d'escalier balancé, composé de deux paliers et une volée intermédiaire (Figure 3.9).

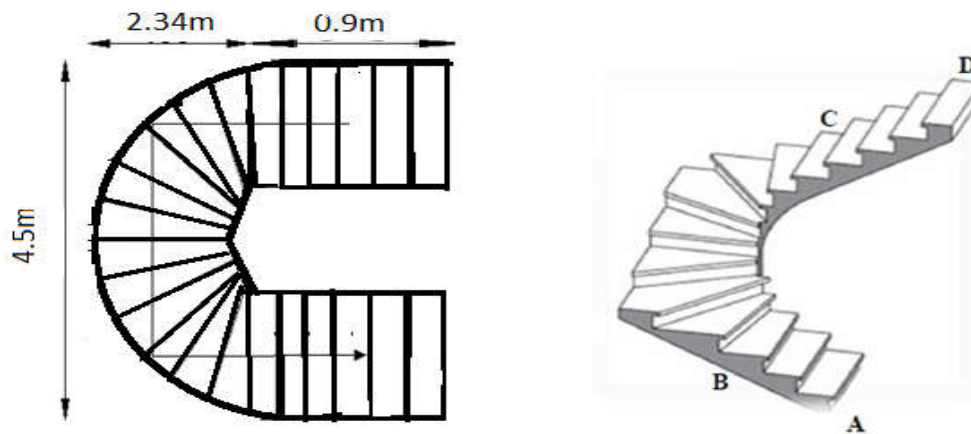


Figure. 3.9. Vue en plan et en 3D de l'escalier balancer.

3.5.2. Dimensionnement de l'escalier

Pour dimensionner les marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm.} \dots\dots (1)$$

- h : la hauteur des contremarches entre 14 et 18 cm.
- g : la largeur (giron) entre 25 et 32

$$h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L}{n - 1}$$

On remplace « g » et « h » dans (1), on aura :

$$64n^2 - (64 - 2H - L)n - 2H = 0 \dots\dots (2)$$

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la formule suivante :

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

Avec : $L = L_p + L_v + L_{p'}$

H : hauteur d la volée

L_0 : longueur projetée de la volée

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur de palier de départ

L_p' : longueur de palier d'arrivé

L : longueur développée

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p'$$

- ✓ Calcule d'angle
d'inclinaison de la
volée : $\text{tg}\alpha = h/L_0$

La méthode de calcul de ferraillage des escaliers est présentée en détail dan l'Annexe D.

La Figure 3.10 présente les schémas de ferraillage des escaliers du bâtiment étudié.

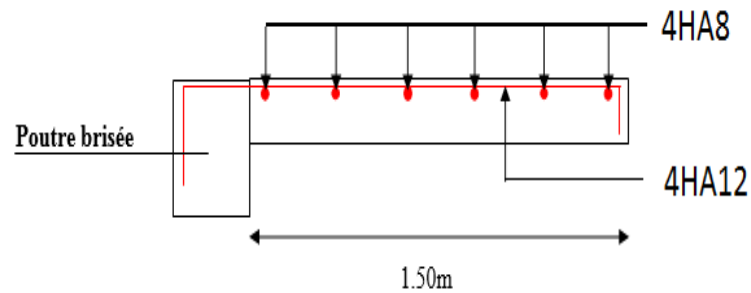


Figure 3.10. Schéma des ferraillages des èscaliers.

Chapitre 04

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. Presentation 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 donnée des spectres de repense 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/Version 2003 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 rechercher 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 donnés, 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 :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone ($A = 0.20$: Zone IIb, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

Q : Facteur de qualité

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

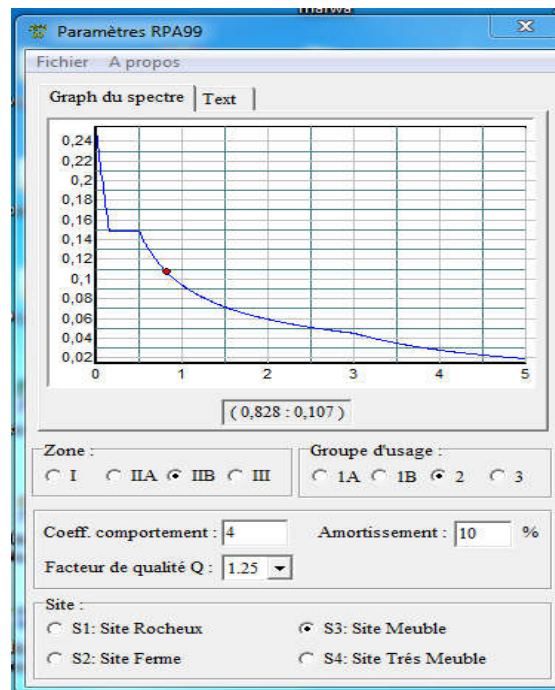


Figure 4.1. Spectre de réponse.

• 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 ($A = 0.20$; groupe d'usage 2 et zone sismique IIB)
- 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).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a 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 ($h_n = 25.28$ m)

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

$$\begin{cases} D_x = 26\text{m} \\ D_y = 22\text{m} \end{cases}$$

Sens x-x

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 * (25.28/5.09) = 0.446\text{sec} \\ T = 0.05 * (25.28)^{3/4} = 0.563\text{sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.446 \text{ sec}$$

Sens y-y

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 * (25.28/4.69) = 0.485\text{sec} \\ T = 0.05 * (25.28)^{3/4} = 0.563\text{sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.485\text{sec}$$

Sol meuble → 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 $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.527} \right)^{2/3} = 1.83$$

• 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 mixte (voiles-portique) en béton armé (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 de 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.

$\beta = 0.2$ (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 IIb	0.20
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 préconisée 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. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par logiciel ETABS.

4.5.2. Premier modèle

La Figure 4.2 présente le premier modèle qui montre la disposition des voiles de contreventement dans les angles de notre bâtiment, pour les deux types de structures ; structures en **Béton Ordinaire (BO)** et structure en **Béton à Hautes Performances (BHP)**.

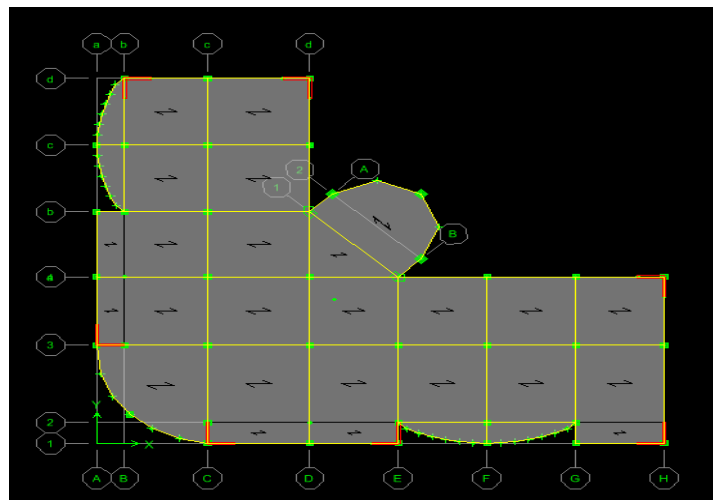
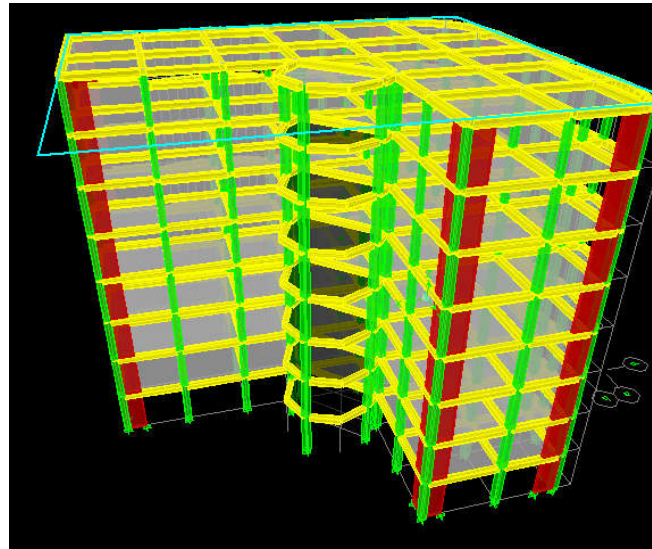
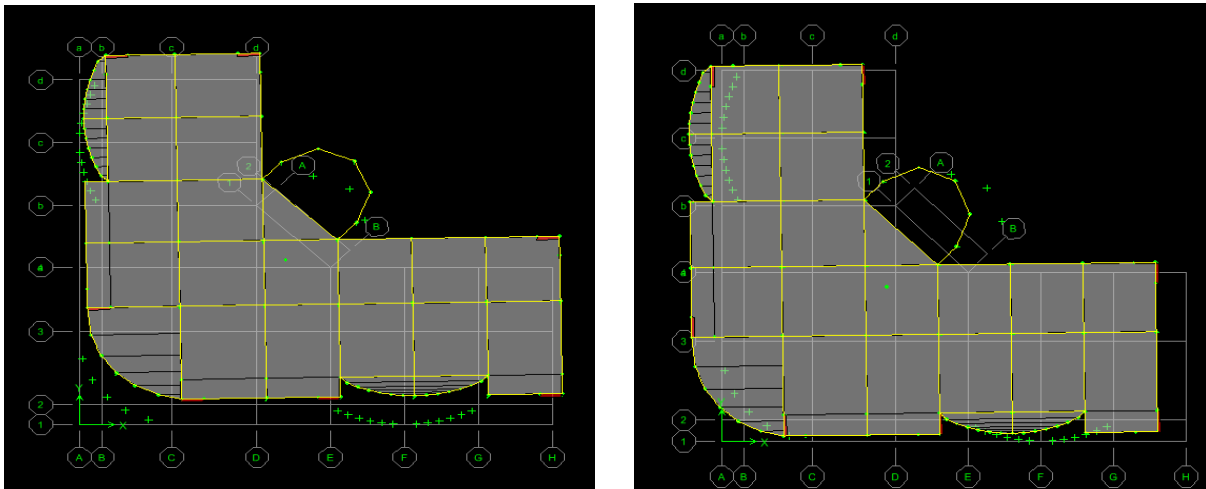


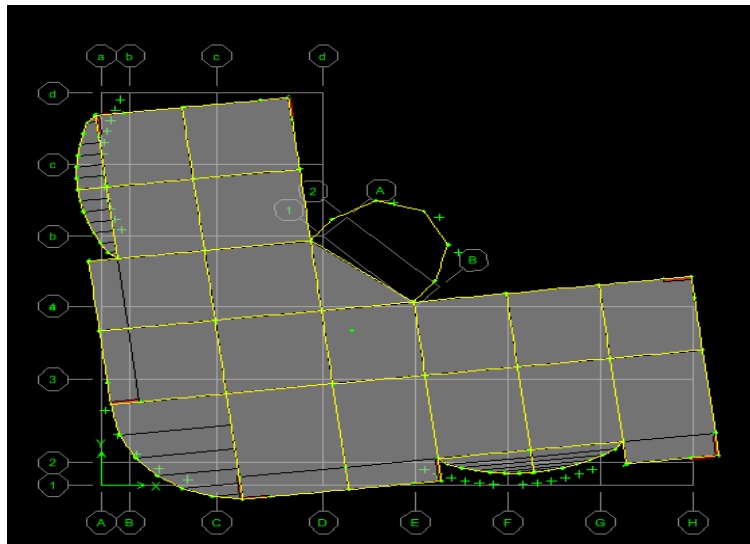
Figure 4.2. Modèle initial de disposition des voiles.

Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.3 ci-dessous.



Mode 1. Translation selon y

Mode 2. Translation selon x



Mode 3. Rotation selon z

Figure 4.3. Comportement des trois premiers modes du premier modèle.

4.5.2.1. Vérification des périodes

La vérification des périodes est donnée au Tableau 4.4.

Tableau 4.3. Vérification des périodes.

		T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
BO	X	0.446	0.910	0.630	Non vérifiée
	Y	0.563	0.880	0.685	Non Vérifiée
BHP	X	0.446	0.873	0.630	Non vérifiée
	Y	0.563	0.846	0.685	Non vérifiée

4.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux 4.6 et 4.7 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques sous l'effet des deux modules d'élasticité.

Tableau 4.6. Calcul de la force sismique

	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
BO	0.2	1.9	1.83	4	1.25	1.25	31886.733	3786.54	3647.04
BHP	0.2	1.9	1.83	4	1.25	1.25	30169.56	3582.63	3450.64

Tableau 4.7. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

		V_t (KN)	V (KN)	0.8V	$V_t \geq 0.8V$
BO	X	2345.025	3786.54	3029.232	Non Vérifiée
	Y	2277.830	3647.04	2917.632	Non Vérifiée
BHP	X	2370.75	3582.63	2866.104	Non vérifiée
	Y	2311.21	3450.64	2760.512	Non vérifiée

4.5.2.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux suivants.

Tableau 4.8. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (BO).

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	0,027322	0,109289	0,010751	0,0306	Oui
7	0,024634	0,098537	0,013153	0,0306	Oui
6	0,021346	0,085384	0,014674	0,0306	Oui
5	0,017677	0,070710	0,016824	0,0306	Oui
4	0,013471	0,053886	0,017328	0,0306	Oui

3	0,009139	0,036558	0,016319	0,0306	Oui
2	0,005060	0,020239	0,013914	0,0306	Oui
1	0,001581	0,006325	0,006325	0,0306	Oui

Tableau 4.9. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (BHP).

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	0,025715	0,102859	0,009658	0,0306	Oui
7	0,023300	0,093201	0,011803	0,0306	Oui
6	0,020349	0,081398	0,01431	0,0306	Oui
5	0,016772	0,067088	0,016098	0,0306	Oui
4	0,012748	0,050990	0,016819	0,0306	Oui
3	0,008543	0,034171	0,015564	0,0306	Oui
2	0,004652	0,018608	0,01288	0,0306	Oui
1	0,001432	0,005727	0,005727	0,0306	Oui

Tableau 4.10. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (BO).

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	0,005701	0,022804	0,001189	0,0306	Oui
7	0,005404	0,021615	0,001743	0,0306	Oui
6	0,004968	0,019872	0,001734	0,0306	Oui
5	0,004534	0,018137	0,001993	0,0306	Oui
4	0,004036	0,016144	0,003121	0,0306	Oui
3	0,003256	0,013023	0,002524	0,0306	Oui
2	0,002625	0,010500	0,003124	0,0306	Oui
1	0,001844	0,007376	0,007376	0,0306	Oui

Tableau 4.11. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (BHP).

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	0,026575	0,106301	0,010923	0,0306	Oui
7	0,023845	0,095379	0,012710	0,0306	Oui
6	0,020667	0,082668	0,014859	0,0306	Oui
5	0,016952	0,067809	0,016645	0,0306	Oui
4	0,012791	0,051164	0,016818	0,0306	Oui
3	0,008587	0,034346	0,015920	0,0306	Oui
2	0,004607	0,018426	0,012520	0,0306	Oui
1	0,001476	0,005906	0,005906	0,0306	Oui

Conclusion

Les périodes fondamentales et le la résultante des forces sismiques ne sont pas vérifiées dans les deux sens pour les deux structures en BO et en BHP, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'addition des autres voiles.

4.5.2. Modèle final

La Figure 4.4 présente la disposition finale des voiles de contreventement dans les deux structures étudiées. Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.5.

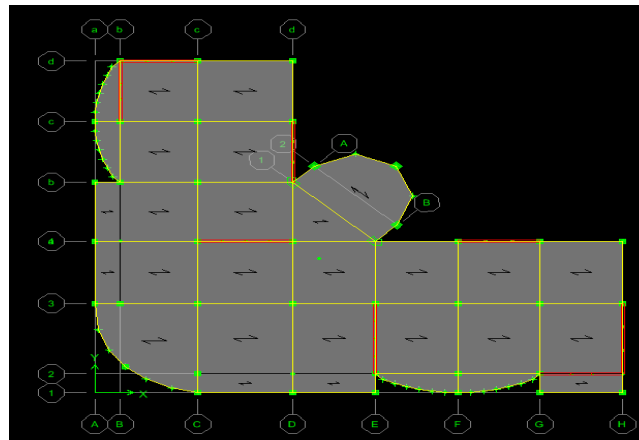
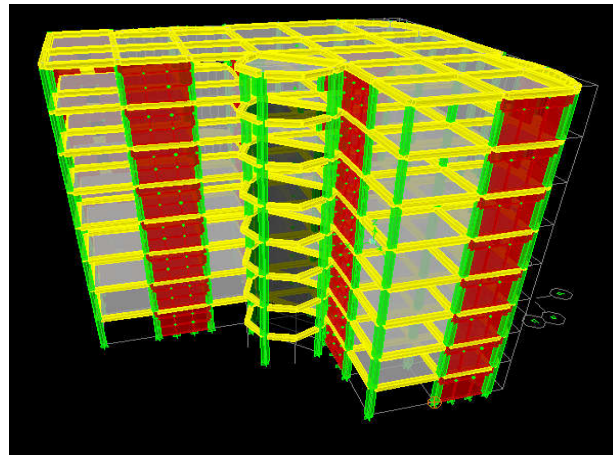
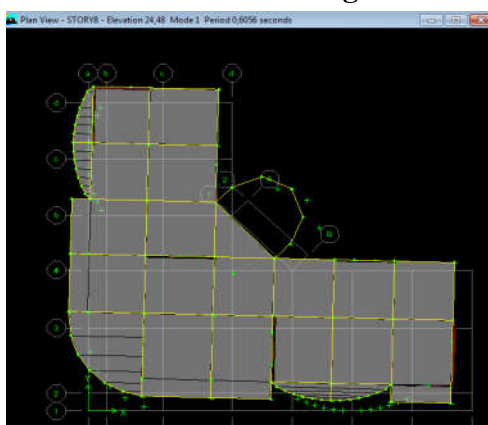
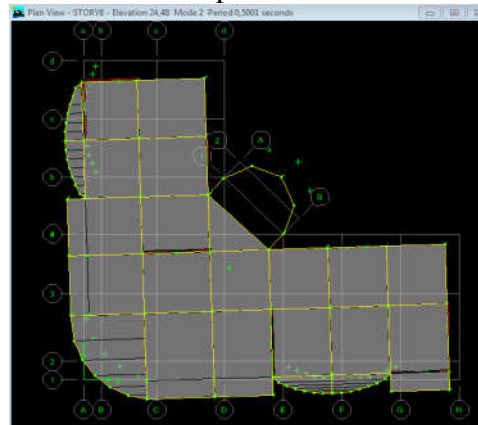


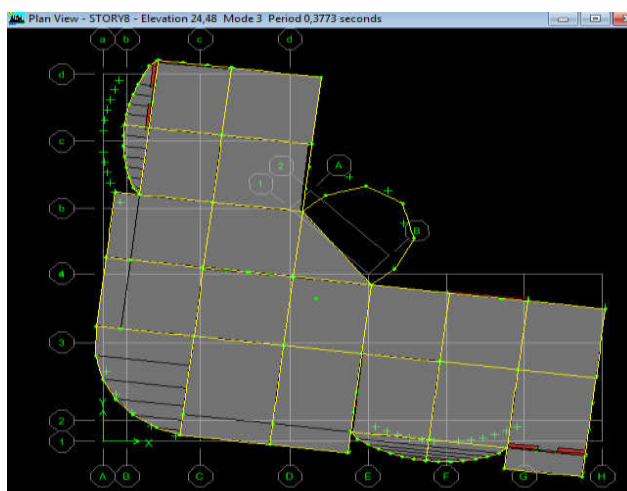
Figure 4.4. Modèle final de disposition des voiles.



Mode 1. Translation selon X



Mode 2. Translation selon Y



Mode 3. Translation selon Z

Figure 4.5. Comportement des trois premiers modes dans le modèle final.

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 4.12. Vérification des périodes.

		T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
BO	X	0.446	0.605	0.630	vérifiée
	Y	0.563	0.500	0.685	vérifiée
BHP	X	0.446	0.568	0.630	vérifiée
	Y	0.563	0.468	0.685	vérifiée

Dans les deux modèles précédents, on constate que les périodes dynamiques dans la structure en BO sont peu supérieures aux celles enregistrées dans la structure en BHP. En effet, on peut considérer la première structure comme déformable donc mieux ductile que la deuxième structure.

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 4.15 est calculée dans les deux sens X et Y par les formules suivantes :

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

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

Le Tableau 4.15. résume la vérification de la résultante de force sismique.

Tableau 4.15. Calcul de la force sismique sous l'effet des deux modules d'élasticité.

	A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
BO	0.2	1.90	1.83	4	1.25	1.25	31578.50	3749.94	3611.79
BHP	0.2	1.90	1.83	4	1.25	1.25	31004.07	3681.73	3546.09

Tableau 4.16. Vérification de la résultante de force sismique.

		V _t (KN)	V (KN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
BO	X	3115.812	3749.94	2999.95	vérifiée
	Y	3111.091	3611.79	2889.43	vérifiée
BHP	X	3145.067	3681.73	2945.38	vérifiée
	Y	3112.690	3546.09	2836.87	vérifiée

4.5.1.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est 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 4.17 à 4.18 ci-dessous

Tableau 4.17. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (BO)

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	0,015804	0,063216	0,009069	0,0306	Oui
7	0,013537	0,054148	0,009633	0,0306	Oui
6	0,011129	0,044515	0,009934	0,0306	Oui
5	0,008645	0,034581	0,009368	0,0306	Oui
4	0,006303	0,025213	0,008769	0,0306	Oui
3	0,004111	0,016444	0,007375	0,0306	Oui
2	0,002267	0,009069	0,005945	0,0306	Oui
1	0,000781	0,003124	0,003124	0,0306	Oui

Tableau 4.18. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (BHP)

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	0,014393	0,057574	0,008504	0,0306	Oui
7	0,012267	0,049070	0,008807	0,0306	Oui
6	0,010066	0,040263	0,008765	0,0306	Oui
5	0,007875	0,031499	0,008808	0,0306	Oui
4	0,005673	0,022691	0,007940	0,0306	Oui
3	0,003688	0,014751	0,006811	0,0306	Oui
2	0,001985	0,007940	0,005379	0,0306	Oui
1	0,000640	0,002561	0,002561	0,0306	Oui

Tableau 4.19. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (BO)

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	0,014356	0,057423	0,008205	0,0306	Oui
7	0,012304	0,049218	0,008770	0,0306	Oui
6	0,010112	0,040447	0,008764	0,0306	Oui
5	0,007921	0,031683	0,008771	0,0306	Oui
4	0,005728	0,022912	0,007919	0,0306	Oui
3	0,003748	0,014993	0,007074	0,0306	Oui
2	0,001980	0,007920	0,005091	0,0306	Oui
1	0,000707	0,002828	0,002828	0,0306	Oui

Tableau 4.20. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (BHP)

Niveau	δ_e (m)	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	vérification
Terrasse	0,012942	0,051767	0,00764	0,0306	Oui
7	0,011032	0,044127	0,007919	0,0306	Oui
6	0,009052	0,036208	0,007918	0,0306	Oui
5	0,007072	0,02829	0,00764	0,0306	Oui
4	0,005162	0,020649	0,007353	0,0306	Oui
3	0,003324	0,013297	0,005943	0,0306	Oui
2	0,001838	0,007354	0,005091	0,0306	Oui
1	0,000566	0,002263	0,002263	0,0306	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 4.20).

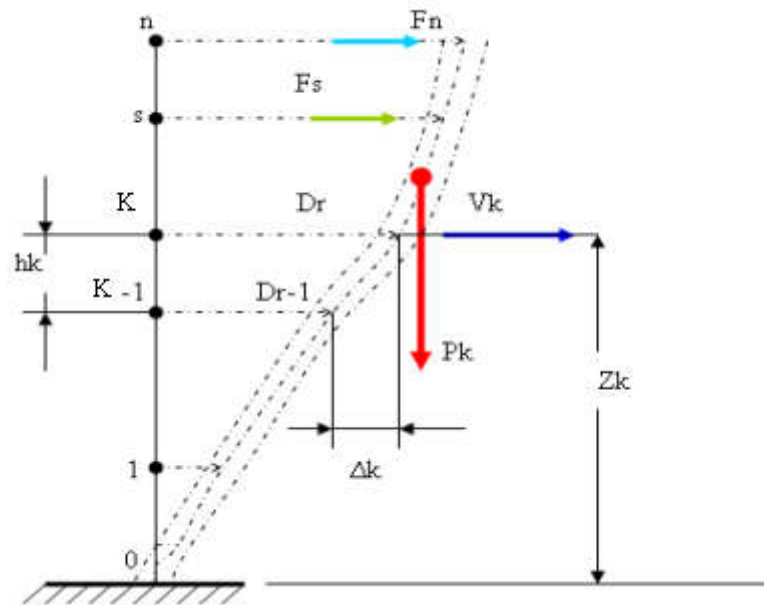


Figure 4.20. Evaluation des effets du second ordre.

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 dans les deux sens et sous les effets du module d'élasticité instantané et du module d'élasticité différé.

Tableau 4.21. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (BHP).

Niveaux	Pk(kn)	$\Delta k(m)$	Vk(kn)	hk(m)	Θ_x	Condition
Terrasse	3463,721	0,008504	834,0414	3,06	0,011541	Vérifiée
7	7114,162	0,008807	1466,728	3,06	0,013959	Vérifiée
6	10830,70	0,008765	1952,088	3,06	0,015892	Vérifiée
5	14547,24	0,008808	2347,461	3,06	0,017837	Vérifiée
4	18263,78	0,007940	2656,883	3,06	0,017836	Vérifiée
3	22015,81	0,006811	2890,357	3,06	0,016955	Vérifiée
2	25811,37	0,005379	3061,397	3,06	0,014819	Vérifiée
1	29601,76	0,002561	3145,067	3,06	0,007878	Vérifiée

Tableau 4.22. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (BO).

Niveaux	Pk(kn)	$\Delta k(m)$	Vk(kn)	hk(m)	Θ_x	Condition
Terrasse	3467,575	0,009069	816,7298	3,06	0,012582	Vérifiée
7	7126,175	0,009633	1437,265	3,06	0,015608	Vérifiée
6	10886,37	0,009934	1919,056	3,06	0,018417	Vérifiée
5	14690,09	0,009368	2317,062	3,06	0,01941	Vérifiée
4	18493,80	0,008769	2627,463	3,06	0,02017	Vérifiée
3	22339,71	0,007375	2860,796	3,06	0,018821	Vérifiée
2	26235,85	0,005945	3031,813	3,06	0,016811	Vérifiée
1	30124,53	0,003124	3115,812	3,06	0,009871	Vérifiée

Tableau 4.23. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (BHP).

Niveaux	Pk(kn)	$\Delta k(m)$	Vk(kn)	hk(m)	Θ_x	Condition
Terrasse	3463,721	0,00764	825,4478	3,06	0,010477	Vérifiée
7	7114,162	0,007919	1452,543	3,06	0,012675	Vérifiée
6	10830,7	0,007918	1930,749	3,06	0,014516	Vérifiée
5	14547,24	0,00764	2319,905	3,06	0,015657	Vérifiée
4	18263,78	0,007353	2625,87	3,06	0,016713	Vérifiée
3	22015,81	0,005943	2857,766	3,06	0,014961	Vérifiée
2	25811,37	0,005091	3028,562	3,06	0,01418	Vérifiée
1	29601,76	0,002263	3112,694	3,06	0,007032	Vérifiée

Tableau 4.24. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (BO).

Niveaux	Pk(kn)	$\Delta k(m)$	Vk(kn)	hk(m)	Θ_y	Condition
Terrasse	3467,575	0,000554	813,96	3,06	0,000771	Vérifiée
7	7126,175	0,000552	1435,165	3,06	0,000895	Vérifiée
6	10886,37	0,00089	1916,068	3,06	0,001653	Vérifiée
5	14690,09	0,000551	2312,728	3,06	0,001143	Vérifiée
4	18493,8	0,000891	2622,782	3,06	0,002054	Vérifiée
3	22339,71	0,000889	2856,046	3,06	0,002273	Vérifiée
2	26235,85	0,001096	3026,925	3,06	0,003103	Vérifiée
1	30124,53	0,001789	3111,091	3,06	0,005661	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

Le système de contreventement des deux structures est considéré comme portiques en béton armé contreventés par voiles, donc il est indispensable de justifier que les voiles supportent plus de 75% des efforts horizontaux et les 25 % restantes doivent être supportés par les portiques. Cette vérification est présentée dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau 4.25. Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (BO).

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	3425.194	83.21% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	2850.20		

Tableau 4.26 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (BHP).

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	4350.301	78.13% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	3400.018		

Tableau 4.27. Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (BO).

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	3114.091	78.448% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	2442.954		

Tableau 4.28. Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (BHP).

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	4125.30	78.19% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	3225.78		

Chapitre 05

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 refend plein ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

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

Notre structure est composée essentiellement de trois 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 poteaux sont sollicités à la flexion composée (M, N).

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

5.2.2. Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

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

Leur pourcentage est limité par :

$0.9\% < A_s/B < 3\%$ 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'extérieur 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 maximum et moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$).

- Moment maximum et effort normal correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$).

Les deux combinaisons donnent une section d'acier. La section finale choisie correspondante à la valeurs (cas plus défavorable).

5.2.4 Calculs du ferrailage

5.2.4.1 Situation accidentelle

Les Tableaux 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux pour les deux structures en BO et en BHO et sous la combinaison ($G + Q \pm E$).

Tableau 5.1. Section d'armatures des poteaux ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$) (BO)

Niveau	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(\text{min})}$ (cm ²)
RDC-2	40x40	-1777.28	18.269	S.E.C	0.00	0.00	14.4
3-5	35x35	-907.72	4.453	S.E.C	0.00	0.00	11.025
6-7	30x30	-355.54	7.093	S.E.C	0.00	0.00	8.10

Tableau 5.2. Section d'armatures des poteaux ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$) (BHP)

Niveau	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(\text{min})}$ (cm ²)
RDC-3	35x35	-1897.37	20.903	S.E.C	0.26	4.4	11.025
4-7	30x30	-679.83	9.94	S.E.C	0.00	0.00	8.10

Tableau 5.3. Section d'armatures des poteaux ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$) (BO)

Niveau	Section	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(\text{min})}$ (cm ²)
RDC-2	40x40	35.058	308.29	S.E.C	0.00	0.00	14.4
3-5	35x35	66.626	321.61	S.P.C	0.00	2.16	11.025
6-7	30x30	72.607	85.68	S.P.C	0.00	7.05	8.10

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

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-3	35x35	70.878	672.4	S.E.C	0.00	0.02	11.025
4-7	30x30	80.71	94.56	S.P.C	0.00	9.36	8.10

Les Tableaux 5.5, 5.6, 5.7 et 5.8 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux pour les deux structures en BO et en BHO et sous la combinaison **(0.8G ± E)**.

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

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-2	40x40	-1559.23	21.259	S.E.T	0.00	0.34	14.4
3-5	35x35	-635.11	0.587	S.P.C	0.00	0.00	11.025
6-7	30x30	-253.67	2.186	S.P.C	0.00	0.00	8.10

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

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-3	35x35	-1667.34	23.927	S.E.T	0.00	1.64	14.4
4-7	30x30	-474.38	1.423	S.P.C	0.00	0.00	11.025

Tableau 5.7. Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr}) (BO)

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-2	40x40	32.069	-526.33	S.E.C	0.00	0.00	14.4
3-5	35x35	63.106	-234.66	S.P.C	0.00	3.07	11.025
6-7	30x30	67.984	-69.81	S.P.C	0.00	7.55	8.10

Tableau 5.8. Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr}) (BHP)

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-3	35x35	63.039	-480.09	S.E.C	0.00	0.38	11.025
4-7	30x30	70.922	-75.92	S.P.C	0.00	7.94	8.10

5.2.4.2. Situation durable

Les Tableaux 5.9, 5.10, 5.11 et 5.12 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux pour les deux structures en BO et en BHO et sous la combinaison **(1.35G + 1.5Q)**.

Tableau 5.9. Section d'armatures des poteaux (N_{max}, M_{corr})(BO)

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-2	40x40	-2035.99	12.933	S.E.C	0.00	0.00	14.4
3-5	35x35	-1211.16	32.395	S.E.C	0.00	0.00	11.025
6-7	30x30	-471.53	29.814	S.E.C	0.00	0.00	8.10

Tableau 5.10. Section d'armatures des poteaux (N_{max}, M_{corr})(BHP)

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-3	35x35	-1950.14	11.738	S.E.C	1.92	4.25	11.025
4-7	30x30	-897.18	35.073	S.E.C	0.00	0.00	8.10

Tableau 5.11. Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr}) (BO)

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-2	40x40	44.161	-1332.08	S.E.C	0.00	0.00	14.4
3-5	35x35	70.624	-491.31	S.E.C	0.00	1.31	11.025
6-7	30x30	67.94	-175.86	S.E.C	0.00	6.51	8.10

Tableau 5.12. Section d'armatures des poteaux (M_{max}, N_{corr}) (BHP)

Niveau	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC-3	35x35	69.242	-1119.65	S.E.C	0.49	0.00	11.025
4-7	30x30	68.8	-171.83	S.E.C	0.00	6.69	8.10

5.2.5 Choix des armatures

Le choix final des armatures longitudinales des poteaux de la structure en BO et en BHP est résumé dans les Tableaux 5.13 et 5.14 ci-dessous.

Tableau 5.13. Ferrailage des poteaux en BO

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-2	40x40	0.00	0.34	14.4	57.6	86.4	8T16	16.09
3-5	35x35	0,00	3.07	11.025	44.1	66.15	8T14	12.32
6-7	30x30	0,00	7.55	8.10	32.4	48.6	8T12	9.05

Tableau 5.14. Ferrailage des poteaux en BHP

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-3	35x35	0.26	4.4	11.025	44.1	66.15	8T14	12.32
4-7	30x30	0,00	9.36	8.10	32.4	48.6	8T12	9.05

Commentaire

A partir des résultats de ferrailage présentés dans les Tableaux 5.13 et 5.14, on peut conclure que les poteaux en BHP présentent une réduction de ferrailage et des sections transversales par rapport aux poteaux en BO, ce qui permet aux concepteurs de gagner l'espace dans la structure et de réaliser une structure stable et économique. A titre exemple, une diminution moyenne de 30 % de section de ferrailage et de section transversale ont été enregistrées par rapport aux poteaux en BO ce qui montre que le poids de la structure en BHP est léger comme a été présenté dans le chapitre précédent.

5.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les Tableaux 5.15 à 5.18 présentent la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) pour les deux structures en BO et en BHP sous la combinaison (G + Q).

Tableau 5.15. Vérifications des contraintes cas ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$) (BO)

Niveau	Section	N_{\max} KN	M_{corr} KN.m	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Vérification
RDC-2	40x40	-1483.87	9.4	S.E.C	18.64	0.93	Vérifiée
3-5	35*35	-882.99	23.553	S.E.C	69.83	3.54	Vérifiée
6-7	30x30	-882.99	23.553	S.E.C	112.80	5.78	Vérifiée

Tableau 5.16. Vérifications des contraintes cas ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$) (BHP)

Niveau	Section	N_{\max} KN	M_{corr} KN.m	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Vérification
RDC-3	35x35	-1421.03	8.532	S.E.C	25.65	1.25	Vérifiée
4-7	30x30	-654.22	25.506	S.E.C	122.15	6.26	Vérifiée

Tableau 5.17. Vérifications des contraintes cas ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$) (BO)

Niveau	Section	M_{\max} KN.m	N_{corr} KN	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Vérification
RDC-2	40x40	32.1	-971.28	S.E.C	62.96	3.17	Vérifiée
3-5	35x35	51.352	-358.09	S.E.C	152.25	7.73	Vérifiée
6-7	30x30	51.352	-358.09	S.E.C	245.94	12.6	Vérifiée

Tableau 5.18. Vérifications des contraintes cas ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$) (BHP)

Niveau	Section	M_{\max} KN.m	N_{corr} KN	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Vérification
RDC-3	35x35	50.335	-816.33	S.E.C	151.37	7.43	Vérifiée
4-7	30x30	50.118	-125.07	S.E.C	240.03	12.31	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.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton ; 25 MPa pour BO et 50MPa pour BHP.

Tableau 5.19. Vérification de sollicitation normale(BO)

Niveau	Section (cm ²)	N_d (KN)	v	Condition
7 ^{étage}	30x30	171.45	0.07	Vérifiée
6 ^{étage}	30x30	344.34	0.15	Vérifiée
5 ^{étage}	35x35	520.7	0.17	Vérifiée
4 ^{étage}	35x35	698.09	0.23	Vérifiée
3 ^{étage}	35x35	882.99	0.27	Vérifiée
2 ^{étage}	40x40	1076.08	0.26	Vérifiée
1 ^{étage}	40x40	1150.59	0.28	Vérifiée
RDC	40x40	1201.87	0.29	Vérifiée

Tableau 5.20. Vérification de sollicitation normale(BHP)

Niveau	Section (cm ²)	N_d (KN)	v	Condition
7 ^{étage}	30x30	159.97	0.035	Vérifiée
6 ^{étage}	30x30	319.19	0.07	Vérifiée
5 ^{étage}	30x30	483.89	0.10	Vérifiée
4 ^{étage}	30x30	654.22	0.14	Vérifiée
3 ^{étage}	35x35	833.16	0.13	Vérifiée
2 ^{étage}	35x35	1020.65	0.16	Vérifiée
1 ^{étage}	35x35	1214.15	0.19	Vérifiée
RDC	35x35	1421.03	0.23	Vérifiée

5.2.8. Vérification de l'effort tranchant

Les Tableaux 5.21 et 5.22 donnent 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 :

T_u : effort tranchant à ELU.

b : largeur de la section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA 93 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Si la fissuration est peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

- Selon RPA99 (version 2003) : $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

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

$\rho_d = 0,04$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ et $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

* Pour une section carrée : $\lambda = \frac{l_f}{a} \cdot \sqrt{12}$

Avec :

λ : L'élanement du poteau.

i : Rayon de giration.

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

B : section du poteau.

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$).

Les résultats sont regroupés dans les Tableaux 5.21 et 5.22 suivant :

Tableau 5.21. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (BO)

Niveau	Section	T_u (KN)	τ_u	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ (RPA)	$\overline{\tau_u}$ (BAEL)	Vérification
RDC	40x40	60.54	0.40	16.13	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
01	40x40	59.71	0.40	23.05	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
02	40x40	59	0.39	23.05	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
03	35x35	57.11	0.23	26.33	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
04	35x35	54.53	0.50	26.33	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
05	35x35	51.25	0.45	26.33	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
06	30x30	40.83	0.50	30.71	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
07	30x30	32.61	0.40	30.71	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

Tableau 5.22. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (BHP)

Niveau	Section	T_u (KN)	τ_u	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ (RPA)	$\overline{\tau_u}$ (BAEL)	Vérification
RDC	35x35	61.65	0.55	18.43	0.075	3.75	5	Vérifiée
01	35x35	60.4	0.53	26.33	0.075	3.75	5	Vérifiée
02	35x35	59.18	0.52	26.33	0.075	3.75	5	Vérifiée
03	35x35	56.77	0.50	26.33	0.075	3.75	5	Vérifiée
04	30x30	53.60	0.66	30.71	0.075	3.75	5	Vérifiée
05	30x30	50.18	0.61	30.71	0.075	3.75	5	Vérifiée
06	30x30	39.90	0.49	30.71	0.075	3.75	5	Vérifiée
07	30x30	30.46	0.37	30.71	0.075	3.75	5	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'ELU.

$f_e = 400 \text{ MPa}$: contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale (zone II}_b\text{)}.$$

$$S_t \leq \min (b/2, h/2, 10\phi_l) \quad \text{Zone courante (zone II}_b\text{)}.$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite :

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

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

Tableau 5.23. Espacement maximales selon RPA99 (version 2003)(BO)

Niveau	Section	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (mm)	
				ZN	Z.C
RDC-2	40x40	8T16	16	10	16
3-5	35x35	8T14	14	10	14
6-7	30x30	8T12	12	10	12

Tableau 5.24. Espacement maximales selon RPA99 (version 2003)(BHP)

Niveau	Section	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (mm)	
				ZN	Z.C
RDC-3	35x35	8T14	14	10	14
4-7	30x30	8T12	12	10	12

Tableau 5.25. Choix des armatures transversales pour les poteaux (BO)

Niveau	Section	Lf	λ_g	ρ_a	Tu^{\max} (KN)	Zone	S_t (cm)	At^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{ado} (cm ²)
RDC-2	40x40	2.14	5.35	2.5	60.54	N	10	0.94	4T10	3.14
						C	16	1.51	4T10	3.14
3-4	35x35	2.14	6.11	2.5	57.11	N	10	1.01	4T10	3.14
						C	14	1.42	4T10	3.14
5-7	30x30	2.14	7.13	2.50	40.83	N	10	0.85	4T10	3.14
						C	12	1.02	4T10	3.14

Tableau 5.26. Choix des armatures transversales pour les poteaux (BHP)

Niveau	Section	Lf	λ_g	ρ_a	Tu^{\max} (KN)	Zone	S_t (cm)	At^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{ado} (cm ²)
RDC-3	35x35	2.14	6.11	2.5	61.65	N	10	1.10	4T10	3.14
						C	14	1.54	4T10	3.14
4-7	30x30	2.14	7.13	2.5	53.60	N	10	1.11	4T10	3.14
						C	12	1.34	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.

5.2.10. Longueur de recouvrement

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

Pour :

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

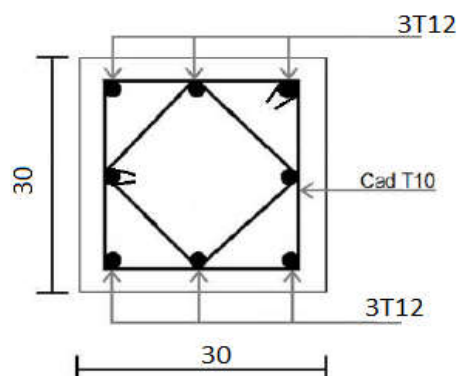
$\phi = 14$ mm $L_r = 70$ cm.

$\phi = 12$ mm $L_r = 60$ cm.

Longueur de la zone nodale est donnée par :

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

Les Figure 5.1 et 5.2 présentent le ferrailage des poteaux en BO et en BHP.



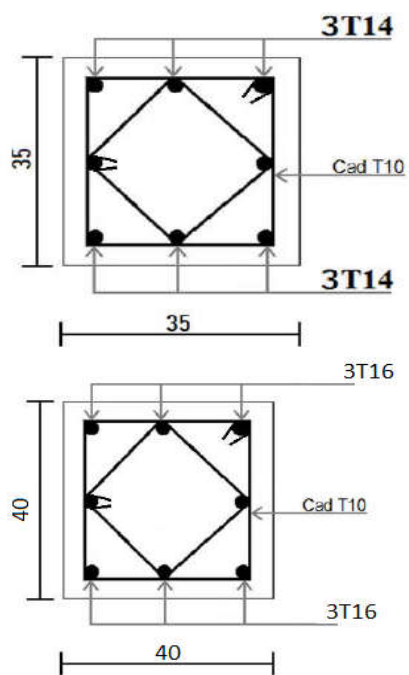


Figure 5.1. Ferraillage des poteaux en BO.

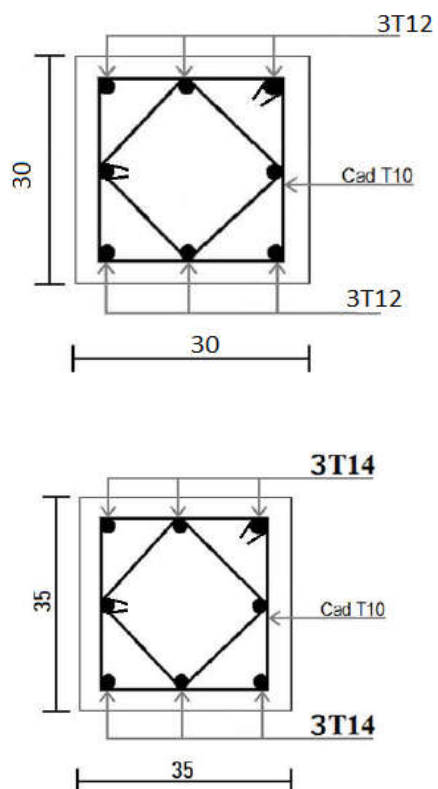


Figure 5.2. Ferraillage des poteaux (BHP)

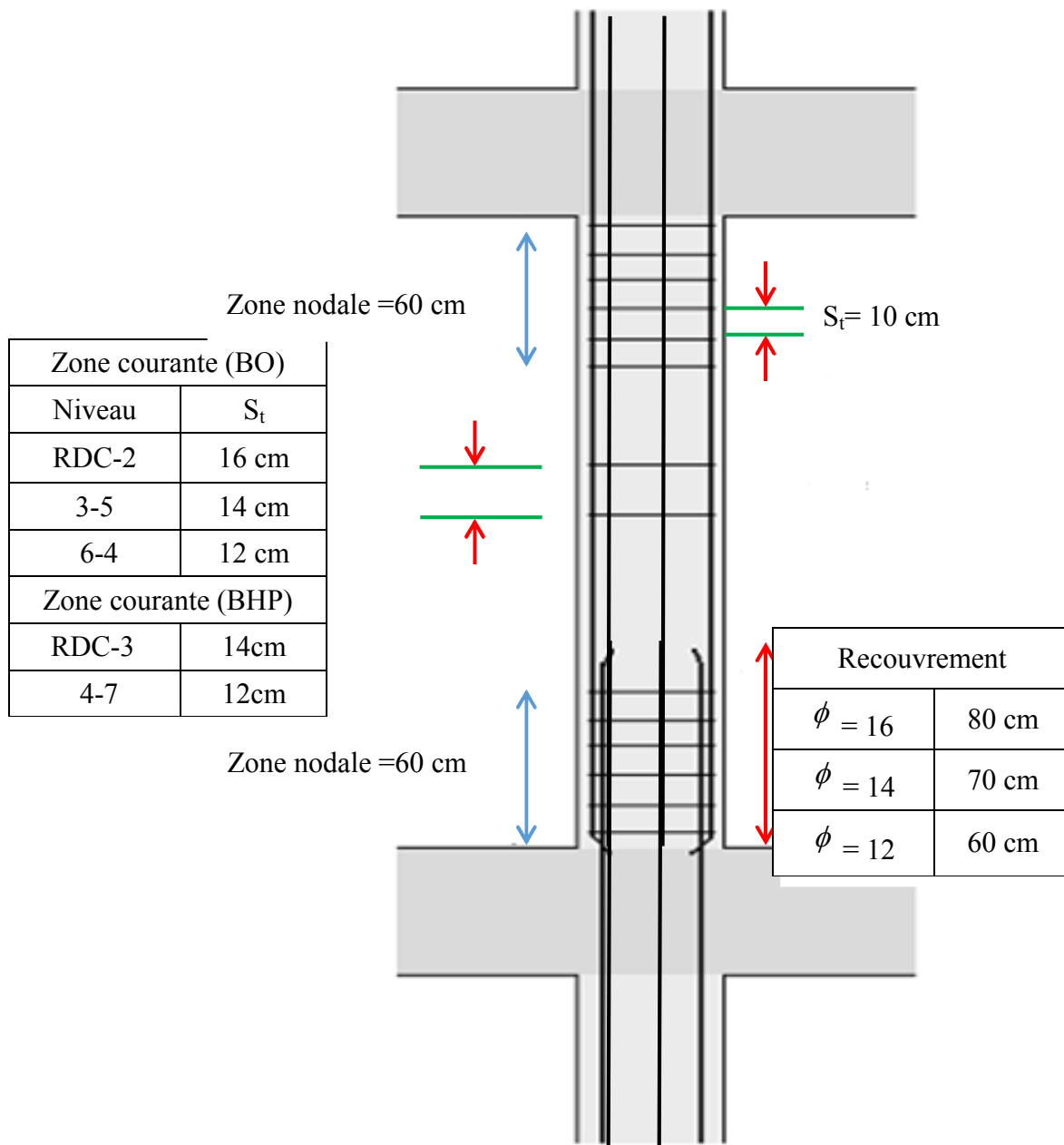


Figure 5.3. Disposition des armatures pour les poteaux

5.2. Ferrailage des poutres

5.2.1. Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime, sous l'effet des moments :

- En travée : $M_t = 0.8.M_0$
- 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.
 - ✓ 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 II_b .

5.2.3. Calcul de ferrailage

Les résultats des efforts sont donnés par le logiciel ETABS. Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants (la section minimale exigé par RPA99 (version 2003) et pris en considération dans le choix des armatures).

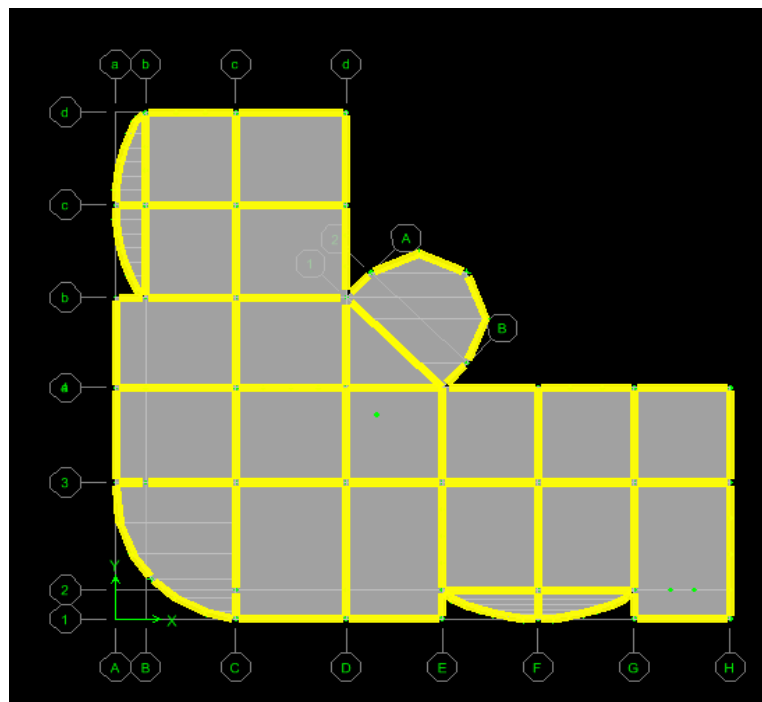


Figure 5.4. Axes et files des poutres.

- Poutre porteuses

Tableau 5.27. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe A)

Etages	Travée	M(KN.m)	As'(cm)	As	Choix (cm ²)	
Etage 7 (BO)	3-4	Ma	43.05	0.00	3.48	4T12(4.53)
		Mt	13.11	0.00	1.03	3T12(3.39)
	4-b	Ma	27.36	0.00	2.18	3T12(3.39)
		Mt	17.17	0.00	1.36	3T12(3.39)
Etage 7 (BHP)	3-4	Ma	44.94	0.00	3.56	4T12(4.53)
		Mt	14.22	0.00	1.11	3T12(3.39)
	4-b	Ma	30.56	0.00	2.41	3T12(3.39)
		Mt	19.09	0.00	1.5	3T12(3.39)
Etage 6 (BO)	3-4	Ma	42.42	0.00	3.43	4T12(4.53)
		Mt	20.94	0.00	1.66	3T12(3.39)
	4-b	Ma	40.36	0.00	3.26	4T12(4.53)
		Mt	25.51	0.00	2.03	3T12(3.39)
Etage 6 (BHP)	3-4	Ma	45.65	0.00	3.62	4T12(4.53)
		Mt	24.36	0.00	1.91	3T12(3.39)
	4-b	Ma	46.89	0.00	3.72	4T12(4.53)
		Mt	31.72	0.00	2.5	3T12(3.39)
Etage 5 (BO)	3-4	Ma	44.4	0.00	3.6	3T12(3.39)
		Mt	24.08	0.00	1.91	3T12(3.39)
	4-b	Ma	43.89	0.00	3.55	4T12(4.53)
		Mt	29.09	0.00	2.32	3T12(3.39)
Etage 5 (BHP)	3-4	Ma	45.71	0.00	3.63	4T12(4.53)
		Mt	23.97	0.00	1.88	3T12(3.39)
	4-b	Ma	44.57	0.00	3.53	4T12(4.53)
		Mt	30.34	0.00	2.4	3T12(3.39)
Etage 4 (BO)	3-4	Ma	46.23	0.00	3.75	3T12(3.39)
		Mt	26.55	0.00	2.11	3T12(3.39)
	4-b	Ma	47.77	0.00	3.88	4T12(4.53)
		Mt	31.83	0.00	2.55	3T12(3.39)
Etage 4 (BHP)	3-4	Ma	45.1	0.00	3.58	4T12(4.53)
		Mt	23.20	0.00	1.82	3T12(3.39)
	4-b	Ma	43.45	0.00	3.44	4T12(4.53)
		Mt	28.65	0.00	2.26	3T12(3.39)
Etage 3 (BO)	3-4	Ma	44.04	0.00	3.57	4T12(4.53)
		Mt	23.98	0.00	1.9	3T12(3.39)
	4-b	Ma	43.50	0.00	3.52	4T12(4.53)
		Mt	27.86	0.00	2.22	3T12(3.39)
Etage 3 (BHP)	3-4	Ma	43.16	0.00	3.42	4T12(4.53)
		Mt	20.94	0.00	1.64	3T12(3.39)
	4-b	Ma	39.85	0.00	3.15	3T12(3.39)

		Mt	25.04	0.00	1.97	3T12(3.39)
Etage 2 (BO)	3-4	Ma	41.62	0.00	3.36	4T12(4.53)
		Mt	22.93	0.00	1.82	3T12(3.39)
	4-b	Ma	41.39	0.00	3.34	4T12(4.53)
		Mt	26.07	0.00	2.07	3T12(3.39)
Etage 2 (BHP)	3-4	Ma	41.38	0.00	3.28	3T12(3.39)
		Mt	20.74	0.00	1.63	3T12(3.39)
	4-b	Ma	39.97	0.00	3.16	3T12(3.39)
		Mt	24.5	0.00	1.92	3T12(3.39)
Etage 1 (BO)	3-4	Ma	38.13	0.00	3.10	3T12(3.39)
		Mt	19.99	0.00	1.58	3T12(3.39)
	4-b	Ma	37.36	0.00	3.01	3T12(3.39)
		Mt	22.09	0.00	1.75	3T12(3.39)
Etage 1 (BHP)	3-4	Ma	38.44	0.00	3.04	3T12(3.39)
		Mt	18.56	0.00	1.45	3T12(3.39)
	4-b	Ma	37.61	0.00	2.97	3T12(3.39)
		Mt	21.64	0.00	1.7	3T12(3.39)
Etage RDC (BO)	3-4	Ma	30.52	0.00	2.44	3T12(3.39)
		Mt	12.42	0.00	0.98	3T12(3.39)
	4-b	Ma	26.96	0.00	2.15	3T12(3.39)
		Mt	12.64	0.00	0.99	3T12(3.39)
Etage RDC (BHP)	3-4	Ma	30.99	0.00	2.44	3T12(3.39)
		Mt	11.25	0.00	0.88	3T12(3.39)
	4-b	Ma	26.48	0.00	2.08	3T12(3.39)
		Mt	12.11	0.00	0.95	3T12(3.39)

Tableau 5.28. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe B)

étages	Travée	M(kn.m)	As'	As(cm ²)	Choix (cm ²)	
Etage 7 (BO)	b-c	Ma	77.59	0.00	6.51	5T14(7.70)
		Mt	28.23	0.00	2.25	3T12(3.39)
	c-d	Ma	17.55	0.00	1.39	3T12(3.39)
		Mt	3.08	0.00	0.24	3T12(3.39)
Etage 7 (BHP)	b-c	Ma	86.94	0.00	7.04	5T14(7.70)
		Mt	29.32	0.00	2.31	3T12(3.39)
	c-d	Ma	19.87	0.00	1.56	3T12(3.39)
		Mt	3.47	0.00	0.27	3T12(3.39)
Etage 6 (BO)	b-c	Ma	85.16	0.00	7.21	5T14(7.70)
		Mt	33.42	0.00	2.68	3T12(3.39)
	c-d	Ma	11.32	0.00	0.89	3T12(3.39)
		Mt	8.63	0.00	0.68	3T12(3.39)
Etage 6 (BHP)	b-c	Ma	96.85	0.00	7.88	5T14(7.70)
		Mt	42.07	0.00	3.33	3T12(3.39)

	c-d	Ma	12.35	0.00	0.96	3T12(3.39)
		Mt	8.78	0.00	0.68	3T12(3.39)
Etage 5 (BO)	b-c	Ma	85.16	0.00	7.21	5T14(7.70)
		Mt	37.69	0.00	3.03	3T12(3.39)
	c-d	Ma	17.04	0.00	1.34	3T12(3.39)
		Mt	12.41	0.00	0.98	3T12(3.39)
Etage 5 (BHP)	b-c	Ma	96.44	0.00	7.84	5T14(7.70)
		Mt	31.38	0.00	3.28	4T12(4.53)
	c-d	Ma	17.7	0.00	1.39	3T12(3.39)
		Mt	12.7	0.00	0.99	3T12(3.39)
Etage 4 (BO)	b-c	Ma	85.06	0.00	7.20	5T14(7.70)
		Mt	40.46	0.00	3.27	4T12(4.53)
	c-d	Ma	21.38	0.00	1.69	3T12(3.39)
		Mt	16.86	0.00	1.33	3T12(3.39)
Etage 4 (BHP)	b-c	Ma	94.45	0.00	7.67	5T14(7.70)
		Mt	40.35	0.00	3.19	4T12(4.53)
	c-d	Ma	22.93	0.00	1.8	3T12(3.39)
		Mt	17.84	0.00	1.4	3T12(3.39)
Etage 3 (BO)	b-c	Ma	80.29	0.00	6.76	5T14(7.70)
		Mt	36.24	0.00	2.91	3T12(3.39)
	c-d	Ma	26.12	0.00	2.08	3T12(3.39)
		Mt	21.78	0.00	1.73	3T12(3.39)
Etage 3 (BHP)	b-c	Ma	89.11	0.00	7.22	5T14(7.70)
		Mt	36.50	0.00	2.88	3T12(3.39)
	c-d	Ma	27.62	0.00	2.17	3T12(3.39)
		Mt	22.75	0.00	1.79	3T12(3.39)
Etage 2 (BO)	b-c	Ma	72.25	0.00	6.03	5T14(7.70)
		Mt	33.31	0.00	2.67	3T12(3.39)
	c-d	Ma	28.31	0.00	2.26	3T12(3.39)
		Mt	23.45	0.00	1.86	3T12(3.39)
Etage 2 (BHP)	b-c	Ma	80.3	0.00	6.48	5T14(7.70)
		Mt	34.55	0.00	2.73	3T12(3.39)
	c-d	Ma	29.80	0.00	2.35	3T12(3.39)
		Mt	25.09	0.00	1.97	3T12(3.39)
Etage 1 (BO)	b-c	Ma	62.91	0.00	5.2	4T14(6.16)
		Mt	28.03	0.00	2.23	3T12(3.39)
	c-d	Ma	29.44	0.00	2.35	3T12(3.39)
		Mt	24.18	0.00	1.92	3T12(3.39)
Etage 1 (BHP)	b-c	Ma	69.88	0.00	5.61	4T14(6.16)
		Mt	29.50	0.00	2.32	3T12(3.39)
	c-d	Ma	33.25	0.00	2.62	3T12(3.39)
		Mt	24.46	0.00	1.92	3T12(3.39)
Etage RDC (BO)	b-c	Ma	91.97	0.00	5.11	4T14(6.16)
		Mt	25.35	0.00	2.02	3T12(3.39)
	c-d	Ma	38.57	0.00	3.11	3T12(3.39)
		Mt	30.53	0.00	2.44	3T12(3.39)
Etage RDC	b-c	Ma	65.59	0.00	5.25	4T14(6.16)

(BHP)		Mt	25.45	0.00	2.00	3T12(3.39)
	c-d	Ma	39.54	0.00	3.13	3T12(3.39)
		Mt	31.81	0.00	2.95	3T12(3.39)

Tableau 5.29. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe D)

Etages	Travée	M(KN.m)		As'(cm ²)	As(cm ²)	Choix (cm ²)
Etag 7 (BO)	1-3	Ma	98.23	0.00	8.44	5T16(10.06)
		Mt	99.67	0.00	8.58	5T16(10.06)
	3-4	Ma	90.15	0.00	7.67	5T16(10.06)
		Mt	24.55	0.00	1.95	3T12(3.39)
	4-b	Ma	63.56	0.00	5.25	4T14(6.16)
		Mt	28.10	0.00	2.24	3T12(3.39)
	b-c	Ma	18.09	0.00	1.43	3T12(3.39)
		Mt	2.63	0.00	0.20	3T12(3.39)
	c-d	Ma	65.40	0.00	5.42	4T14(6.16)
		Mt	33.27	0.00	2.67	3T12(3.39)
Etag 7 (BHP)	1-3	Ma	92.09	0.00	7.47	5T16(10.06)
		Mt	101.25	0.00	8.25	5T16(10.06)
	3-4	Ma	102.73	0.00	8.38	5T16(10.06)
		Mt	25.98	0.00	2.04	3T12(3.39)
	4-b	Ma	70.93	0.00	5.70	4T14(6.16)
		Mt	32.35	0.00	2.55	3T12(3.39)
	b-c	Ma	19.66	0.00	1.54	3T12(3.39)
		Mt	3.80	0.00	0.30	3T12(3.39)
	c-d	Ma	71.86	0.00	5.77	4T14(6.16)
		Mt	33.54	0.00	2.65	3T12(3.39)
Etag 6 (BO)	1-3	Ma	111.17	0.00	9.71	5T16(10.06)
		Mt	92.76	0.00	7.92	5T16(10.06)
	3-4	Ma	106.07	0.00	9.21	5T16(10.06)
		Mt	32.26	0.00	2.58	3T12(3.39)
	4-b	Ma	68.60	0.00	5.70	4T14(6.16)
		Mt	30.72	0.00	2.46	3T12(3.39)
	b-c	Ma	10.67	0.00	0.84	3T12(3.39)
		Mt	2.51	0.00	0.20	3T12(3.39)
	c-d	Ma	65.99	0.00	5.47	4T14(6.16)
		Mt	25.79	0.00	2.05	3T12(3.39)
Etag 6 (BHP)	1-3	Ma	115.8	0.00	9.51	5T16(10.06)
		Mt	93.04	0.00	7.55	5T16(10.06)
	3-4	Ma	122.04	0.00	10.06	5T16(10.06)

		Mt	35.62	0.00	2.81	3T12(3.39)
	4-b	Ma	76.36	0.00	6.15	4T14(6.16)
		Mt	35.80	0.00	2.83	3T12(3.39)
	b-c	Ma	11.77	0.00	0.92	3T12(3.39)
		Mt	2.83	0.00	0.22	3T12(3.39)
	c-d	Ma	73.78	0.00	5.93	4T14(6.16)
		Mt	29.65	0.00	2.33	3T12(3.39)
Etage 5 (BO)	1-3	Ma	111.99	0.00	9.79	5T16(10.06)
		Mt	89.18	0.00	7.58	5T16(10.06)
	3-4	Ma	107.65	0.00	9.36	5T16(10.06)
		Mt	33.61	0.00	2.69	3T12(3.39)
	4-b	Ma	67.71	0.00	5.62	5T14(7.70)
		Mt	31.93	0.00	2.56	3T12(3.39)
	b-c	Ma	9.51	0.00	0.75	3T12(3.39)
		Mt	2.49	0.00	0.19	3T12(3.39)
	c-d	Ma	66.37	0.00	5.50	5T14(7.70)
		Mt	27.23	0.00	2.17	3T12(3.39)
Etage 5 (BHP)	1-3	Ma	111.1	0.00	9.10	5T16(10.06)
		Mt	94.55	0.00	7.68	5T16(10.06)
	3-4	Ma	117.86	0.00	9.69	5T16(10.06)
		Mt	33.64	0.00	2.65	3T12(3.39)
	4-b	Ma	76.40	0.00	6.15	4T14(6.16)
		Mt	37.11	0.00	2.93	3T12(3.39)
	b-c	Ma	11.54	0.00	0.90	3T12(3.39)
		Mt	2.64	0.00	0.21	3T12(3.39)
	c-d	Ma	74.90	0.00	6.03	5T14(7.70)
		Mt	30.36	0.00	2.39	3T12(3.39)
Etage 4 (BO)	1-3	Ma	117.53	0.00	10.35	6T16(12.07)
		Mt	85.22	0.00	7.21	5T14(7.70)
	3-4	Ma	109.58	0.00	9.55	5T16(10.06)
		Mt	34.96	0.00	2.81	3T12(3.39)
	4-b	Ma	67.74	0.00	5.62	4T14(6.16)
		Mt	31.93	0.00	2.56	3T12(3.39)
	b-c	Ma	8.67	0.00	0.68	3T12(3.39)
		Mt	2.40	0.00	0.19	3T12(3.39)
	c-d	Ma	66.81	0.00	5.54	4T14(6.16)
		Mt	28.06	0.00	2.24	3T12(3.39)
Etage 4 (BHP)	1-3	Ma	110.26	0.00	9.03	5T16(10.06)
		Mt	93.80	0.00	7.62	5T16(10.06)
	3-4	Ma	113.27	0.00	9.29	5T16(10.06)
		Mt	32.51	0.00	2.56	3T12(3.39)
	4-b	Ma	75.45	0.00	6.07	4T14(6.16)
		Mt	36.90	0.00	2.92	3T12(3.39)
	b-c	Ma	11.20	0.00	0.87	3T12(3.39)
		Mt	2.57	0.00	0.20	3T12(3.39)
	c-d	Ma	74.64	0.00	6.00	4T14(6.16)
		Mt	30.22	0.00	2.38	3T12(3.39)

Etage 3 (BO)	1-3	Ma	113.44	0.00	9.94	5T16(10.06)	
		Mt	86.18	0.00	7.30	5T16(10.06)	
	3-4	Ma	101.19	0.00	8.73	5T16(10.06)	
		Mt	32.71	0.00	2.62	3T12(3.39)	
	4-b	Ma	65.10	0.00	5.39	4T14(6.16)	
		Mt	30.66	0.00	2.45	3T12(3.39)	
	b-c	Ma	8.08	0.00	0.63	3T12(3.39)	
		Mt	2.27	0.00	0.18	3T12(3.39)	
c-d	Ma	64.80	0.00	5.36	4T14(6.16)		
	Mt	27.02	0.00	2.15	3T12(3.39)		
Etage 3 (BHP)	1-3	Ma	108.74	0.00	8.90	5T16(10.06)	
		Mt	94.00	0.00	7.64	5T16(10.06)	
	3-4	Ma	104.56	0.00	8.54	5T16(10.06)	
		Mt	30.25	0.00	2.38	3T12(3.39)	
	4-b	Ma	71.99	0.00	5.78	4T14(6.16)	
		Mt	34.52	0.00	2.72	3T12(3.39)	
	b-c	Ma	10.60	0.00	0.83	3T12(3.39)	
		Mt	2.46	0.00	0.19	3T12(3.39)	
	c-d	Ma	72.12	0.00	5.79	4T14(6.16)	
		Mt	28.70	0.00	2.26	3T12(3.39)	
	Etage 2 (BO)	1-3	Ma	113.06	0.00	9.90	5T16(10.06)
			Mt	82.81	0.00	6.99	5T16(10.06)
3-4		Ma	95.86	0.00	8.22	5T16(10.06)	
		Mt	32.92	0.00	2.64	3T12(3.39)	
4-b		Ma	59.65	0.00	4.91	4T14(6.16)	
		Mt	28.01	0.00	2.23	3T12(3.39)	
b-c		Ma	6.17	0.00	0.48	3T12(3.39)	
		Mt	2.38	0.00	0.19	3T12(3.39)	
c-d		Ma	59.44	0.00	4.89	4T14(6.16)	
		Mt	25.61	0.00	2.04	3T12(3.39)	
Etage 2 (BHP)		1-3	Ma	109.8	0.00	8.99	5T16(10.06)
			Mt	88.60	0.00	7.18	5T16(10.06)
	3-4	Ma	99.09	0.00	8.07	5T16(10.06)	
		Mt	31.13	0.00	2.45	3T12(3.39)	
	4-b	Ma	65.50	0.00	5.25	4T14(6.16)	
		Mt	31.34	0.00	2.47	3T12(3.39)	
	b-c	Ma	8.50	0.00	0.66	3T12(3.39)	
		Mt	2.53	0.00	0.20	3T12(3.39)	
	c-d	Ma	66.05	0.00	5.29	4T14(6.16)	
		Mt	27.12	0.00	2.13	3T12(3.39)	
	Etage 1 (BO)		Ma	115.21	0.00	10.12	5T16(10.06)
			Mt	80.32	0.00	6.76	5T16(10.06)
		Ma	87.86	0.00	7.46	5T16(10.06)	
		Mt	33.62	0.00	2.69	3T12(3.39)	
4-b		Ma	53.45	0.00	4.37	4T12(4.53)	
		Mt	23.48	0.00	1.86	3T12(3.39)	
b-c		Ma	6.88	0.00	0.54	3T12(3.39)	

		Mt	2.64	0.00	0.21	3T12(3.39)
	c-d	Ma	53.04	0.00	4.34	4T12(4.53)
		Mt	22.95	0.00	1.82	3T12(3.39)
Etage 1 (BHP)	1-3	Ma	113.68	0.00	9.33	5T16(10.06)
		Mt	84.54	0.00	6.83	5T14(7.70)
	3-4	Ma	90.85	0.00	7.37	5T14(7.70)
		Mt	32.46	0.00	2.56	3T12(3.39)
	4-b	Ma	58.30	0.00	4.65	5T14(7.70)
		Mt	26.03	0.00	2.05	3T12(3.39)
	b-c	Ma	7.22	0.00	0.56	3T12(3.39)
		Mt	2.81	0.00	0.22	3T12(3.39)
	c-d	Ma	58.63	0.00	4.68	5T14(7.70)
		Mt	24.61	0.00	1.93	3T12(3.39)
Etage RDC (BO)	1-3	Ma	116.10	0.00	10.21	6T16(12.07)
		Mt	82.34	0.00	6.95	5T14(7.70)
	3-4	Ma	73.17	0.00	6.11	5T14(7.70)
		Mt	33.43	0.00	2.68	3T12(3.39)
	4-b	Ma	43.08	0.00	3.49	4T12(4.53)
		Mt	18.62	0.00	1.47	3T12(3.39)
	b-c	Ma	7.54	0.00	0.59	3T12(3.39)
		Mt	2.96	0.00	0.23	3T12(3.39)
	c-d	Ma	42.32	0.00	3.42	4T12(4.53)
		Mt	22.27	0.00	1.77	3T12(3.39)
Etage RDC (BHP)	1-3	Ma	118.83	0.00	9.78	5T16(10.06)
		Mt	87.04	0.00	7.05	5T16(10.06)
	3-4	Ma	72.61	0.00	5.84	5T16(10.06)
		Mt	32.01	0.00	2.52	3T12(3.39)
	4-b	Ma	42.98	0.00	3.41	4T12(4.53)
		Mt	19.54	0.00	1.53	3T12(3.39)
	b-c	Ma	7.92	0.00	0.62	3T12(3.39)
		Mt	3.13	0.00	0.24	3T12(3.39)
	c-d	Ma	46.19	0.00	3.67	4T12(4.53)
		Mt	23.36	0.00	1.83	3T12(3.39)

Tableau 5.30. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses E

Etages	Travée	M(kn.m)		As'	As	
Etage 7 (BO)	1-2	Ma	14.51	0.00	1.14	3T12(3.39)
		Mt	21.02	0.00	1.66	3T12(3.39)
	2-3	Ma	20.65	0.00	1.64	3T12(3.39)
		Mt	7.88	0.00	0.62	3T12(3.39)
	3-4	Ma	80.10	0.00	6.74	5T14(7.70)
Mt		37.27	0.00	3.00	3T12(3.39)	
Etage 7	1-2	Ma	16.83	0.00	1.32	3T12(3.39)

(BHP)		Mt	19.21	0.00	1.51	3T12(3.39)
	2-3	Ma	21.60	0.00	1.69	3T12(3.39)
		Mt	7.50	0.00	0.58	3T12(3.39)
	3-4	Ma	84.33	0.00	6.82	5T14(7.70)
		Mt	37.20	0.00	2.94	3T12(3.39)
Etage 6 (BO)	1-2	Ma	18.97	0.00	1.50	3T12(3.39)
		Mt	31.06	0.00	2.48	3T12(3.39)
	2-3	Ma	13.74	0.00	1.08	3T12(3.39)
		Mt	6.13	0.00	0.48	3T12(3.39)
	3-4	Ma	91.24	0.00	7.78	5T16(10.06)
		Mt	36.52	0.00	2.94	3T12(3.39)
Etage 6 (BHP)	1-2	Ma	22.05	0.00	1.73	3T12(3.39)
		Mt	29.10	0.00	2.29	3T12(3.39)
	2-3	Ma	14.40	0.00	1.13	3T12(3.39)
		Mt	5.98	0.00	0.47	3T12(3.39)
	3-4	Ma	97.84	0.00	7.96	5T16(10.06)
		Mt	37.70	0.00	2.98	3T12(3.39)
Etage 5 (BO)	1-2	Ma	23.36	0.00	1.85	3T12(3.39)
		Mt	37.66	0.00	3.03	3T12(3.39)
	2-3	Ma	12.10	0.00	0.95	3T12(3.39)
		Mt	6.10	0.00	0.48	3T12(3.39)
	3-4	Ma	91.82	0.00	7.83	5T16(10.06)
		Mt	35.80	0.00	2.88	3T12(3.39)
Etage 5 (BHP)	1-2	Ma	27.64	0.00	2.17	3T12(3.39)
		Mt	35.70	0.00	2.82	3T12(3.39)
	2-3	Ma	14.16	0.00	1.11	3T12(3.39)
		Mt	6.55	0.00	0.51	3T12(3.39)
	3-4	Ma	98.63	0.00	8.03	5T16(10.06)
		Mt	36.80	0.00	2.91	3T12(3.39)
Etage 4 (BO)	1-2	Ma	29.34	0.00	2.34	3T12(3.39)
		Mt	43.76	0.00	3.54	5T14(7.70)
	2-3	Ma	10.99	0.00	0.86	3T12(3.39)
		Mt	6.32	0.00	0.49	3T12(3.39)
	3-4	Ma	91.10	0.00	7.76	5T16(10.06)
		Mt	35.88	0.00	2.88	3T12(3.39)
Etage 4 (BHP)	1-2	Ma	32.90	0.00	2.59	3T12(3.39)
		Mt	42.68	0.00	3.38	4T12(4.53)
	2-3	Ma	13.92	0.00	1.09	3T12(3.39)
		Mt	5.21	0.00	0.41	3T12(3.39)
	3-4	Ma	97.94	0.00	7.97	5T16(10.06)
		Mt	37.00	0.00	2.92	3T12(3.39)
Etage 3 (BO)	1-2	Ma	31.98	0.00	2.56	3T12(3.39)
		Mt	44.60	0.00	3.61	4T12(4.53)

	2-3	Ma	10.33	0.00	0.81	3T12(3.39)	
		Mt	6.40	0.00	0.50	3T12(3.39)	
	2-3	Ma	88.61	0.00	7.53	5T14(7.70)	
		Mt	35.77	0.00	2.87	3T12(3.39)	
Etage 3 (BHP)	1-2	Ma	36.64	0.00	2.89	3T12(3.39)	
		Mt	48.40	0.00	3.84	4T12(4.53)	
	2-3	Ma	13.28	0.00	1.04	3T12(3.39)	
		Mt	7.66	0.00	0.60	3T12(3.39)	
	3-4	Ma	95.10	0.00	7.73	5T16(10.06)	
		Mt	35.83	0.00	2.83	3T12(3.39)	
Etage 2 (BO)	1-2	Ma	34.89	0.00	2.80	3T12(3.39)	
		Mt	47.6	0.00	3.87	4T12(4.53)	
	2-3	Ma	7.99	0.00	0.63	3T12(3.39)	
		Mt	5.52	0.00	0.43	3T12(3.39)	
	3-4	Ma	83.44	0.00	7.05	5T14(7.70)	
		Mt	35.41	0.00	2.84	3T12(3.39)	
	Etage 2 (BHP)	1-2	Ma	37.13	0.00	2.93	3T12(3.39)
			Mt	50.18	0.00	3.99	4T12(4.53)
2-3		Ma	10.75	0.00	0.84	3T12(3.39)	
		Mt	7.11	0.00	0.55	3T12(3.39)	
3-4		Ma	89.07	0.00	7.22	5T14(7.70)	
		Mt	35.48	0.00	2.80	3T12(3.39)	
Etage 1 (BO)		1-2	Ma	35.45	0.00	2.85	3T12(3.39)
			Mt	43.61	0.00	3.54	4T12(4.53)
	2-3	Ma	7.88	0.00	0.62	3T12(3.39)	
		Mt	4.55	0.00	0.35	3T12(3.39)	
	3-4	Ma	77.10	0.00	6.47	5T14(7.70)	
		Mt	35.19	0.00	2.83	3T12(3.39)	
	Etage 1 (BHP)	1-2	Ma	37.90	0.00	3.00	3T12(3.39)
			Mt	46.20	0.00	3.67	4T12(4.53)
2-3		Ma	8.32	0.00	0.65	3T12(3.39)	
		Mt	5.41	0.00	0.42	3T12(3.39)	
3-4		Ma	81.55	0.00	6.58	5T14(7.70)	
		Mt	35.30	0.00	2.79	3T12(3.39)	
Etage RDC (BO)		1-2	Ma	23.72	0.00	1.88	3T12(3.39)
			Mt	29.32	0.00	2.34	3T12(3.39)
	2-3	Ma	8.17	0.00	0.64	3T12(3.39)	
		Mt	3.48	0.00	0.27	3T12(3.39)	
	3-4	Ma	67.90	0.00	5.65	5T14(7.70)	
		Mt	34.76	0.00	2.79	3T12(3.39)	
	Etage RDC (BHP)	1-2	Ma	25.82	0.00	2.03	3T12(3.39)
			Mt	30.90	0.00	2.43	3T12(3.39)
2-3		Ma	8.35	0.00	0.65	3T12(3.39)	
		Mt					

		Mt	3.97	0.00	0.31	3T12(3.39)
	3-4	Ma	70.62	0.00	5.67	5T14(7.70)
		Mt	35.00	0.00	2.76	3T12(3.39)

Tableau 5.31. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe F)

Etages	Travée	M(kn.m)	As'	As		
Etage 7 (BO)	1-2	Ma	27.64	0.00	2.20	3T12(3.39)
		Mt	09.33	0.00	0.73	3T12(3.39)
	2-3	Ma	54.92	0.00	4.50	4T12(4.53)
		Mt	56.60	0.00	4.64	5T14(7.70)
	3-4	Ma	65.55	0.00	5.43	5T14(7.70)
		Mt	40.65	0.00	3.28	3T12(3.39)
Etage 7 (BHP)	1-2	Ma	19.31	0.00	1.51	3T12(3.39)
		Mt	5.74	0.00	0.45	3T12(3.39)
	2-3	Ma	39.90	0.00	3.16	3T12(3.39)
		Mt	31.98	0.00	2.52	5T14(7.70)
	3-4	Ma	52.87	0.00	4.21	4T12(4.53)
		Mt	24.33	0.00	1.91	3T12(3.39)
Etage 6 (BO)	1-2	Ma	42.45	0.00	3.43	4T12(4.53)
		Mt	0.35	0.00	0.03	3T12(3.39)
	2-3	Ma	66.42	0.00	5.51	5T14(7.70)
		Mt	56.94	0.00	4.67	5T14(7.70)
	3-4	Ma	89.47	0.00	7.61	5T14(7.70)
		Mt	39.65	0.00	3.20	3T12(3.39)
Etage 6 (BHP)	1-2	Ma	33.07	0.00	2.61	3T12(3.39)
		Mt	4.81	0.00	0.37	3T12(3.39)
	2-3	Ma	46.98	0.00	3.73	4T12(4.53)
		Mt	29.83	0.00	2.35	3T12(3.39)
	3-4	Ma	73.12	0.00	5.88	5T14(7.70)
		Mt	26.02	0.00	2.05	3T12(3.39)
Etage 5 (BO)	1-2	Ma	44.32	0.00	3.59	4T12(4.53)
		Mt	04.87	0.00	0.38	3T12(3.39)
	2-3	Ma	67.12	0.00	5.57	5T14(7.70)
		Mt	54.50	0.00	4.46	4T12(4.53)
	3-4	Ma	89.43	0.00	7.61	5T14(7.70)
		Mt	39.58	0.00	3.19	3T12(3.39)
Etage 5 (BHP)	1-2	Ma	31.22	0.00	2.46	3T12(3.39)
		Mt	2.90	0.00	0.23	3T12(3.39)
	2-3	Ma	46.70	0.00	3.71	4T12(4.53)
		Mt	29.50	0.00	2.32	3T12(3.39)
	3-4	Ma	69.21	0.00	5.55	5T14(7.70)

		Mt	25.15	0.00	1.98	3T12(3.39)
Etage 4 (BO)	1-2	Ma	45.60	0.00	3.70	4T12(4.53)
		Mt	10.57	0.00	0.83	3T12(3.39)
	2-3	Ma	69.44	0.00	5.78	5T14(7.70)
		Mt	52.40	0.00	4.28	4T12(4.53)
	3-4	Ma	90.85	0.00	7.74	5T14(7.70)
		Mt	38.66	0.00	3.11	3T12(3.39)
Etage 4 (BHP)	1-2	Ma	29.64	0.00	2.33	3T12(3.39)
		Mt	1.75	0.00	0.14	3T12(3.39)
	2-3	Ma	45.95	0.00	3.65	4T12(4.53)
		Mt	29.01	0.00	2.28	3T12(3.39)
	3-4	Ma	66.96	0.00	5.37	5T14(7.70)
		Mt	23.75	0.00	1.87	3T12(3.39)
Etage 3 (BO)	1-2	Ma	38.90	0.00	3.13	3T12(3.39)
		Mt	5.91	0.00	0.46	3T12(3.39)
	2-3	Ma	67.34	0.00	5.59	5T14(7.70)
		Mt	51.52	0.00	4.20	4T12(4.53)
	3-4	Ma	83.31	0.00	7.04	5T14(7.70)
		Mt	37.32	0.00	3.00	3T12(3.39)
Etage 3 (BHP)	1-2	Ma	26.62	0.00	2.09	3T12(3.39)
		Mt	0.17	0.00	0.01	3T12(3.39)
	2-3	Ma	44.10	0.00	3.50	4T12(4.53)
		Mt	28.38	0.00	2.23	3T12(3.39)
	3-4	Ma	61.67	0.00	4.93	5T14(7.70)
		Mt	21.94	0.00	1.72	3T12(3.39)
Etage 2 (BO)	1-2	Ma	38.32	0.00	3.09	3T12(3.39)
		Mt	08.58	0.00	0.67	3T12(3.39)
	2-3	Ma	65.04	0.00	5.38	5T14(7.70)
		Mt	49.24	0.00	4.01	4T12(4.53)
	3-4	Ma	80.15	0.00	6.75	5T14(7.70)
		Mt	35.80	0.00	2.88	3T12(3.39)
Etage 2 (BHP)	1-2	Ma	28.21	0.00	2.28	3T12(3.39)
		Mt	3.63	0.00	3.28	3T12(3.39)
	2-3	Ma	42.81	0.00	3.39	3T12(3.39)
		Mt	26.58	0.00	2.09	3T12(3.39)
	3-4	Ma	59.46	0.00	4.75	5T14(7.70)
		Mt	20.88	0.00	1.64	3T12(3.39)
Etage 1 (BO)	1-2	Ma	34.72	0.00	2.79	3T12(3.39)
		Mt	09.89	0.00	0.78	3T12(3.39)
	2-3	Ma	64.80	0.00	5.36	5T14(7.70)
		Mt	47.37	0.00	3.85	4T12(4.53)
	3-4	Ma	76.38	0.00	6.40	5T14(7.70)
		Mt	35.10	0.00	2.88	3T12(3.39)

Etage 1 (BHP)	1-2	Ma	27.10	0.00	2.13	3T12(3.39)
		Mt	5.90	0.00	0.46	3T12(3.39)
	2-3	Ma	41.77	0.00	3.31	3T12(3.39)
		Mt	25.11	0.00	1.97	3T12(3.39)
	3-4	Ma	55.17	0.00	4.40	4T12(4.53)
		Mt	19.76	0.00	1.55	3T12(3.39)
Etage RDC (BO)	1-2	Ma	20.75	0.00	1.64	3T12(3.39)
		Mt	02.88	0.00	0.22	3T12(3.39)
	2-3	Ma	62.02	0.00	5.12	5T14(7.70)
		Mt	46.67	0.00	3.79	4T12(4.53)
	3-4	Ma	64.94	0.00	5.37	5T14(7.70)
		Mt	35.95	0.00	2.89	3T12(3.39)
Etage RDC (BHP)	1-2	Ma	19.31	0.00	1.51	3T12(3.39)
		Mt	3.76	0.00	0.29	3T12(3.39)
	2-3	Ma	37.58	0.00	2.97	3T12(3.39)
		Mt	24.28	0.00	1.91	3T12(3.39)
	3-4	Ma	42.41	0.00	3.36	3T12(3.39)
		Mt	19.03	0.00	1.49	3T12(3.39)

Tableau 5.32. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe G)

Etages	Travée	M(kn.m)	As'	As		
Etage 7 (BO)	1-2	Ma	42.19	0.00	3.41	4T12(4.53)
		Mt	1.40	0.00	0.11	3T12(3.39)
	2-3	Ma	79.72	0.00	6.71	5T14(7.70)
		Mt	54.03	0.00	4.42	4T12(4.53)
	3-4	Ma	54.71	0.00	4.48	4T12(4.53)
		Mt	43.75	0.00	3.54	4T12(4.53)
Etage 7 (BHP)	1-2	Ma	44.72	0.00	3.55	4T12(4.53)
		Mt	1.40	0.00	0.11	3T12(3.39)
	2-3	Ma	89.05	0.00	7.22	5T14(7.70)
		Mt	56.53	0.00	4.51	4T12(4.53)
	3-4	Ma	75.03	0.00	6.04	5T14(7.70)
		Mt	46.57	0.00	3.70	4T12(4.53)
Etage 6 (BO)	1-2	Ma	34.23	0.00	2.75	3T12(3.39)
		Mt	2.22	0.00	0.17	3T12(3.39)
	2-3	Ma	89.99	0.00	7.66	5T14(7.70)
		Mt	55.24	0.00	4.53	4T12(4.53)
	3-4	Ma	78.63	0.00	6.61	5T14(7.70)
		Mt	41.85	0.00	3.38	4T12(4.53)
Etage 6	1-2	Ma	35.73	0.00	2.82	3T12(3.39)

(BHP)		Mt	2.21	0.00	0.17	3T12(3.39)
		2-3	Ma	101.13	0.00	8.24
		Mt	57.57	0.00	4.59	5T14(7.70)
	3-4	Ma	96.72	0.00	7.87	5T14(7.70)
		Mt	45.54	0.00	3.61	4T12(4.53)
Etage 5 (BO)	1-2	Ma	34.02	0.00	2.73	3T12(3.39)
		Mt	9.12	0.00	0.71	3T12(3.39)
	2-3	Ma	89.21	0.00	7.59	5T14(7.70)
		Mt	53.38	0.00	4.36	5T14(7.70)
	3-4	Ma	78.15	0.00	6.56	5T14(7.70)
		Mt	41.15	0.00	3.32	3T12(3.39)
Etage 5 (BHP)	1-2	Ma	40.00	0.00	3.17	3T12(3.39)
		Mt	4.66	0.00	0.36	3T12(3.39)
	2-3	Ma	100.3	0.00	8.91	5T16(10.06)
		Mt	56.75	0.00	4.53	4T12(4.53)
	3-4	Ma	65.76	0.00	5.27	5T14(7.70)
		Mt	44.99	0.00	3.57	5T14(7.70)
Etage 4 (BO)	1-2	Ma	38.67	0.00	3.12	3T12(3.39)
		Mt	17.48	0.00	1.38	3T12(3.39)
	2-3	Ma	89.81	0.00	7.64	5T14(7.70)
		Mt	51.77	0.00	4.23	5T14(7.70)
	3-4	Ma	80.89	0.00	6.81	5T14(7.70)
		Mt	39.73	0.00	3.20	3T12(3.39)
Etage 4 (BHP)	1-2	Ma	43.36	0.00	3.44	4T12(4.53)
		Mt	8.65	0.00	0.67	3T12(3.39)
	2-3	Ma	98.6	0.00	8.03	5T16(10.06)
		Mt	55.73	0.00	4.44	4T12(4.53)
	3-4	Ma	49.56	0.00	3.94	4T12(4.53)
		Mt	43.02	0.00	3.41	4T12(4.53)
Etage 3 (BO)	1-2	Ma	73.04	0.00	6.10	5T14(7.70)
		Mt	16.52	0.00	1.30	3T12(3.39)
	2-3	Ma	85.42	0.00	7.23	5T14(7.70)
		Mt	50.84	0.00	4.15	4T12(4.53)
	3-4	Ma	73.46	0.00	6.14	5T14(7.70)
		Mt	32.13	0.00	2.57	3T12(3.39)
Etage 3 (BHP)	1-2	Ma	45.99	0.00	3.65	4T12(4.53)
		Mt	11.71	0.00	0.91	3T12(3.39)
	2-3	Ma	94.12	0.00	7.65	5T14(7.70)
		Mt	54.32	0.00	4.33	4T12(4.53)
	3-4	Ma	63.48	0.00	5.08	5T14(7.70)
		Mt	40.63	0.00	3.22	3T12(3.39)
Etage 2 (BO)	1-2	Ma	36.89	0.00	2.97	3T12(3.39)
		Mt	20.51	0.00	1.62	3T12(3.39)

	2-3	Ma	78.40	0.00	6.59	5T14(7.70)
		Mt	48.85	0.00	3.98	4T12(4.53)
	3-4	Ma	67.62	0.00	5.91	5T14(7.70)
		Mt	36.94	0.00	2.97	3T12(3.39)
Etage 2 (BHP)	1-2	Ma	42.89	0.00	3.40	4T12(4.53)
		Mt	21.35	0.00	1.67	3T12(3.39)
	2-3	Ma	86.69	0.00	7.02	5T14(7.70)
		Mt	51.67	0.00	4.11	4T12(4.53)
	3-4	Ma	91.82	0.00	7.45	5T14(7.70)
		Mt	38.56	0.00	3.05	3T12(3.39)
Etage 1 (BO)	1-2	Ma	30.85	0.00	2.47	3T12(3.39)
		Mt	19.63	0.00	1.55	3T12(3.39)
	2-3	Ma	71.80	0.00	5.99	5T14(7.70)
		Mt	47.13	0.00	3.83	4T12(4.53)
	3-4	Ma	61.43	0.00	5.07	5T14(7.70)
		Mt	36.07	0.00	2.90	3T12(3.39)
Etage 1 (BHP)	1-2	Ma	43.12	0.00	3.42	4T12(4.53)
		Mt	27.46	0.00	2.16	3T12(3.39)
	2-3	Ma	79.57	0.00	2.42	3T12(3.39)
		Mt	49.23	0.00	3.91	4T12(4.53)
	3-4	Ma	86.05	0.00	6.96	5T14(7.70)
		Mt	37.26	0.00	2.94	3T12(3.39)
Etage RDC (BO)	1-2	Ma	27.51	0.00	2.19	3T12(3.39)
		Mt	12.63	0.00	0.99	3T12(3.39)
	2-3	Ma	64.99	0.00	5.38	5T14(7.70)
		Mt	46.19	0.00	3.75	4T12(4.53)
	3-4	Ma	46.92	0.00	3.81	4T12(4.53)
		Mt	36.34	0.00	2.92	3T12(3.39)
Etage RDC (BHP)	1-2	Ma	53.42	0.00	4.25	4T12(4.53)
		Mt	15.86	0.00	1.24	3T12(3.39)
	2-3	Ma	80.56	0.00	6.50	5T14(7.70)
		Mt	49.74	0.00	3.95	4T12(4.53)
	3-4	Ma	82.62	0.00	6.67	5T14(7.70)
		Mt	37.15	0.00	2.94	3T12(3.39)

Tableau 5.33. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses (Axe H)

étages	Travée	M(kn.m)	As'	As		
Etage 7	1-3	Ma	21.88	0.00	1.73	3T12(3.39)

(BO)		Mt	16.00	0.00	1.26	3T12(3.39)
	3-4	Ma	59.62	0.00	4.91	4T14(6.16)
		Mt	31.95	0.00	2.56	3T12(3.39)
Etage 7 (BHP)	1-3	Ma	20.66	0.00	1.62	3T12(3.39)
		Mt	13.12	0.00	1.03	3T12(3.39)
	3-4	Ma	64.82	0.00	5.19	4T14(6.16)
		Mt	32.31	0.00	2.55	3T12(3.39)
Etage 6 (BO)	1-3	Ma	29.03	0.00	2.32	3T12(3.39)
		Mt	29.63	0.00	2.37	3T12(3.39)
	3-4	Ma	59.59	0.00	4.9	4T14(6.16)
		Mt	22.59	0.00	1.79	3T12(3.39)
Etage 6 (BHP)	1-3	Ma	27.71	0.00	2.18	3T12(3.39)
		Mt	25.61	0.00	2.01	3T12(3.39)
	3-4	Ma	65.93	0.00	5.28	4T14(6.16)
		Mt	24.96	0.00	1.96	3T12(3.39)
Etage 5 (BO)	1-3	Ma	36.19	0.00	2.91	3T12(3.39)
		Mt	40.93	0.00	3.3	3T12(3.39)
	3-4	Ma	58.92	0.00	4.85	4T14(6.16)
		Mt	23.58	0.00	1.87	3T12(3.39)
Etage 5 (BHP)	1-3	Ma	34.77	0.00	2.74	3T12(3.39)
		Mt	34.71	0.00	2.74	3T12(3.39)
	3-4	Ma	66.26	0.00	5.31	4T14(6.16)
		Mt	25.42	0.00	2.00	3T12(3.39)
Etage 4 (BO)	1-3	Ma	43.42	0.00	3.51	4T12(4.53)
		Mt	48.87	0.00	3.98	4T12(4.53)
	3-4	Ma	58.29	0.00	4.79	4T14(6.16)
		Mt	23.71	0.00	1.88	3T12(3.39)
Etage 4 (BHP)	1-3	Ma	22.02	0.00	1.73	3T12(3.39)
		Mt	37.07	0.00	2.93	3T12(3.39)
	3-4	Ma	65.20	0.00	5.22	4T14(6.16)
		Mt	24.85	0.00	1.95	3T12(3.39)
Etage 3 (BO)	1-3	Ma	48.34	0.00	3.93	4T12(4.53)
		Mt	54.58	0.00	4.47	4T14(6.16)
	3-4	Ma	55.71	0.00	4.57	4T14(6.16)
		Mt	22.65	0.00	1.80	3T12(3.39)
Etage 3 (BHP)	1-3	Ma	44.13	0.00	3.50	4T12(4.53)
		Mt	51.97	0.00	4.14	4T12(4.53)
	3-4	Ma	62.32	0.00	4.98	4T14(6.16)
		Mt	23.86	0.00	1.87	3T12(3.39)
Etage 2 (BO)	1-3	Ma	51.48	0.00	4.20	4T12(4.53)
		Mt	60.04	0.00	4.94	4T14(6.16)
	3-4	Ma	50.00	0.00	4.07	4T14(6.16)
		Mt	21.02	0.00	1.66	3T12(3.39)

Etage 2 (BHP)	1-3	Ma	50.14	0.00	3.99	4T12(4.53)
		Mt	59.68	0.00	4.77	4T14(6.16)
	3-4	Ma	56.13	0.00	4.48	4T12(4.53)
		Mt	22.59	0.00	1.77	3T12(3.39)
Etage 1 (BO)	1-3	Ma	47.47	0.00	3.86	4T12(4.53)
		Mt	52.30	0.00	4.27	4T12(4.53)
	3-4	Ma	43.77	0.00	3.54	4T12(4.53)
		Mt	20.00	0.00	1.58	3T12(3.39)
Etage 1 (BHP)	1-3	Ma	45.90	0.00	3.64	4T12(4.53)
		Mt	52.16	0.00	4.14	4T12(4.53)
	3-4	Ma	49.22	0.00	3.91	4T12(4.53)
		Mt	20.73	0.00	1.63	3T12(3.39)
Etage RDC (BO)	1-3	Ma	34.23	0.00	2.75	3T12(3.39)
		Mt	34.93	0.00	2.80	3T12(3.39)
	3-4	Ma	35.16	0.00	2.82	3T12(3.39)
		Mt	20.46	0.00	1.62	3T12(3.39)
Etage RDC (BHP)	1-3	Ma	33.20	0.00	2.62	3T12(3.39)
		Mt	34.91	0.00	2.76	3T12(3.39)
	3-4	Ma	39.25	0.00	3.10	3T12(3.39)
		Mt	21.36	0.00	1.68	3T12(3.39)

- Poutre non porteuses

Tableau 5.34. Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses.

Niveaux (étages)	position	M(kn.m) (BO)	M(kn.m) (BHP)	Combinaison plus défavorable	As' (cm ²)	As(cm ²) (BO)	As(cm ²) (BHP)	Le choix (cm ²) (BO)	Le choix (cm ²) (BHP)
7	M _t	26.99	30.79	-	0.00	2.15	2.43	3T12 (3.39)	3T12 (3.39)
	M _a	58.80	64.32	G+Q+Ey	0.00	4.83	5.15	4T14 (6.16)	4T14 (6.16)
6	M _t	41.50	47.58	-	0.00	3.35	3.78	4T12 (4.53)	4T12 (4.53)
	M _a	59.67	66.66	G+Q+Ey	0.00	4.91	5.34	4T14 (6.16)	4T14 (6.16)
5	M _t	44.87	46.86	-	0.00	3.64	3.72	4T12 (4.53)	4T12 (4.53)
	M _a	60.45	66.29	G+Q+Ey	0.00	4.98	5.31	4T14 (6.16)	4T14 (6.16)
4	M _t	46.88	45.67	-	0.00	3.81	3.62	4T12 (4.53)	4T12 (4.53)
	M _a	60.25	64.58	G+Q+Ey	0.00	5.34	5.17	4T14 (6.16)	4T14 (6.16)
3	M _t	42.41	41.65	-	0.00	3.43	3.30	4T12	4T12

								(4.53)	(4.53)
	M _a	55.71	59.91	G+Q+Ey	0.00	4.57	4.79	4T14 (6.16)	4T14 (6.16)
2	M _t	37.99	38.77	-	0.00	3.06	3.07	3T12 (3.39)	3T12 (3.39)
	M _a	48.75	52.66	G+Q+Ey	0.00	3.97	4.19	4T12 (4.53)	4T12 (4.53)
1	M _t	30.83	32.53	-	0.00	2.46	2.57	3T12 (3.39)	3T12 (3.39)
	M _a	39.94	43.76	G+Q+Ey	0.00	3.22	3.47	4T12 (4.53)	4T12 (4.53)
RDC	M _t	30.83	19.02	-	0.00	2.46	1.49	3T12 (3.39)	3T12 (3.39)
	M _a	39.94	28.26	G+Q+Ey	0.00	3.22	2.22	4T12 (4.53)	3T12 (3.39)

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 : $f_{t28}=2.1$ MPa(BO) ; $f_{t28}=3.6$ MPa(BHP) ; $f_e=400$ MPa ; $d=0.9h$

Tableau 5.35. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{S(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Condition
30x40(BO)	12.07	1.3	Vérifiée
30x40(BHP)	10.06	2.23	vérifiée

5.2.5. Vérification à l'ELS

Les vérifications des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS sont présentées dans le Tableau 5.36. Pour le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Pour l'acier on doit vérifier que: $\sigma_{st} = \frac{n.M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

y : position de l'axe neutre déterminée par l'équation suivante : $\frac{b.y}{2} - n.A_s(d - y) = 0$

I : moment d'inertie calculé par la formule suivante : $I = \frac{b}{3} y^3 + n.A_s.(d - y)^2$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau 5.36. Vérification des contraintes des poutres porteuses

Poutre	Section	M (KN.m)		σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Condition
		$M_{a(max)}$	$M_{t(max)}$					
Porteuse (BO)	30x40	$M_{a(max)}$	85.45	11.80	15	24.54	201.63	Vérifiée
		$M_{t(max)}$	72.86	10.06	15	20.92	201.63	Vérifiée
Non porteuse (BO)	30x40	$M_{a(max)}$	44.23	6.11	15	12.70	201.63	Vérifiée
		$M_{t(max)}$	46.47	6.48	15	13.35	201.63	Vérifiée
Porteuse (BHP)	30x40	$M_{a(max)}$	75.45	11.02	30	25.72	264	Vérifiée
		$M_{t(max)}$	74.00	10.8	30	25.22	264	Vérifiée
Non porteuse (BHP)	30x40	$M_{a(max)}$	53.81	7.86	30	18.34	264	Vérifiée
		$M_{t(max)}$	47.46	6.93	30	16.17	264	Vérifiée

5.2.6. Vérification de l'effort tranchant

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

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

Avec :

T_u : effort tranchant ultime.

b : largeur de la section de la poutre.

d : hauteur utile de la poutre.

$$\overline{\tau}_u = \min(0.10f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

Tableau 5.37. Vérification de la contrainte de cisaillement

Poutre	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u MPa	$\overline{\tau}_u$ MPa	Vérification
Porteuse (BO)	30x40	105.889	0.98	2.5	vérifiée
Non porteuse (BO)	30x40	71.96	0.66	2.5	vérifiée

Porteuse (BHP)	30x40	100.19	0.93	5	vérifiée
Non porteuse (BHP)	30x40	60.24	0.56	5	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 BAEL91 modifié 99

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

-Selon le RPA99 (version 2003)

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

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.14\text{cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau 5.38. Choix des armatures transversales des poutres porteuses en BO

Niveau (étage)	Axe	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		
Tous les niveaux	A	43.04	0.39	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8

	B	46.98	0.43	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	C	96.53	0.89	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	D	117.53	1.08	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	E	64.71	0.59	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	F	90.85	0.84	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	G	88.53	0.82	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	H	46.22	0.43	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8

Tableau 5.39. Choix des armatures transversales des poutres porteuses en BHP

Niveau (étage)	Axe	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		
Tous les niveaux	A	37.34	0.34	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	B	52.30	0.48	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	C	111.53	1.03	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	D	121.75	1.12	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	E	65.26	0.60	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	F	101.19	0.93	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	G	96.59	0.89	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	H	49.25	0.45	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8

Tableau 5.40. Choix des armatures transversales des poutres non porteuses en BO

Niveau (étage)	File	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		
Tous les niveaux	1	30.24	0.28	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	2	21.91	0.20	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	3	60.65	0.56	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	4	63.61	0.58	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8

	b	37.17	0.34	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	c	47.12	0.44	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	d	30.04	0.28	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8

Tableau 5.41. Choix des armatures transversales des poutres non porteuses en BHP

Niveau (étage)	File	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		
Tous les niveaux	1	35.81	0.33	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	2	26.28	0.24	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	3	76.71	0.71	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	4	64.96	0.60	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	b	45.61	0.42	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	c	59.38	0.55	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	d	33.93	0.31	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8

5.2.8. Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \phi$ en zone II_b.

Pour :

$$\phi = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 70 \text{ cm.}$$

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

5.2.9. Arrêt des barres

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

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

Avec :

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

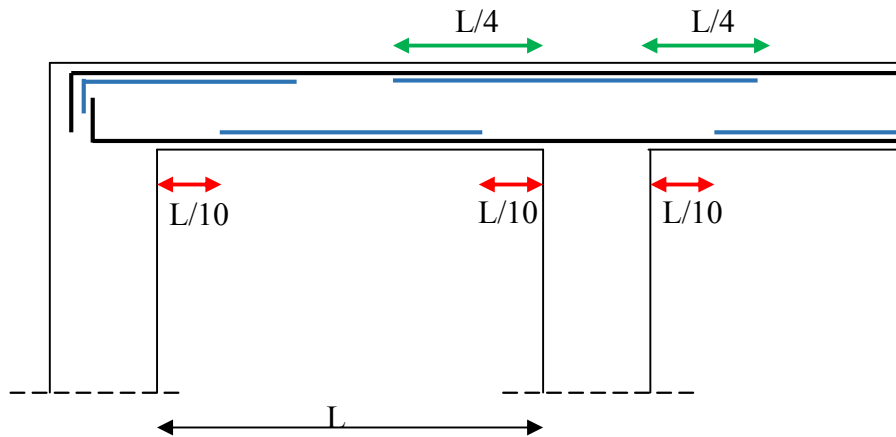


Figure 5.5. Arrêt des barres

5.2.10. Vérification de la flèche

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

Tel que :

- Poutre porteuse : $L = 590 \text{ cm}$
- $\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.09 \text{ cm}$
- Poutre non porteuse : $L = 460 \text{ cm}$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues 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' :

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

- 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 les Tableaux 5.42 et 5.43.

Tableau 5.42. Moment d'inertie fictif des poutres en BO

	M_{Ser} KN.m	A_s (cm ²)	y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
P.P	72.85	4.87	20.91	0.0045	415.52	4.66	0.62	144359.64	40829.88	37118.08
P.N.P	46.47	3.02	19.40	0.003	427.43	7	0.49	147949.13	36736.80	33397.09

Tableau 5.43. Moment d'inertie fictif des poutres en BHP

	M_{Ser} KN.m	A_s (cm ²)	y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
P.P	88.61	6.02	21.88	0.006	408.86	8	0.53	146237.77	30698.70	27907.97
P.N.P	55.93	3.67	20.70	0.003	423.33	12	0.27	159744.73	41443.20	37675.64

P.P : Poutre porteuse.

P.N.P : Poutre non porteuse.

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20 MP \quad (\text{BO})$$

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 40524.35 MP \quad (\text{BHP})$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86 MPa \quad (\text{BO})$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 13630.92 MPa \quad (\text{BHP})$$

- Fleche due aux déformations instantanées : $f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$
- Fleche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

Les résultats sont récapitulés dans les Tableaux 5.44 et 5.45

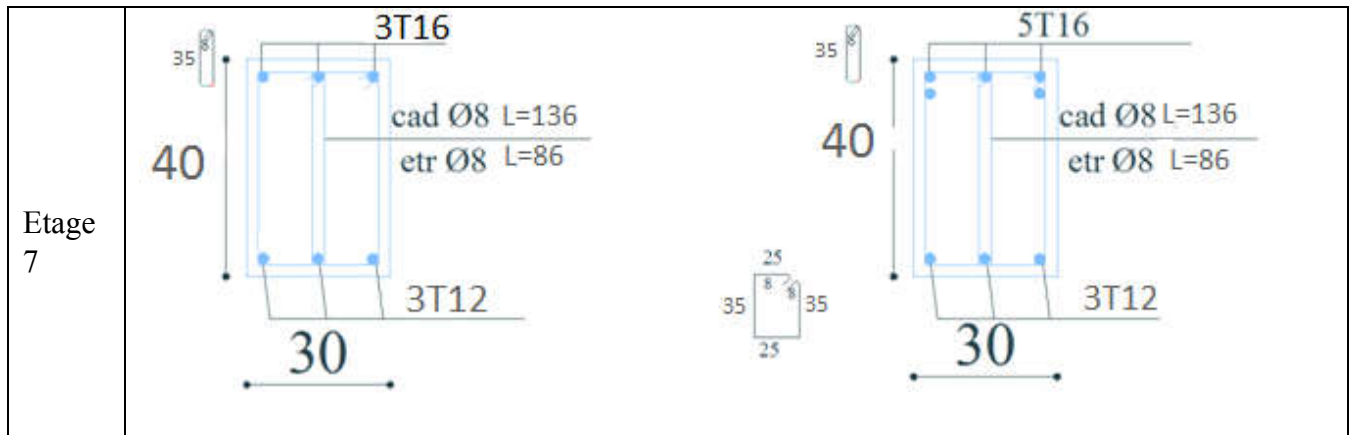
Tableau 5.44. Vérification de la flèche des poutres en BO

	L (cm)	f_i (mm)	f_v	f (mm)	\bar{f} (mm)	Condition
P.P	590	4.9	3.1	10	10.9	Vérifiée
P.N.P	460	7.8	1.1	8.9	9.2	Vérifiée

Tableau 5.45. Vérification de la flèche des poutres en BHP

	L (cm)	f_i (mm)	f_v	f (mm)	\bar{f} (mm)	Condition
P.P	590	3.6	2.5	6.1	10.9	Vérifiée
P.N.P	460	5.7	3.2	8.9	9.2	Vérifiée

Etage	Ferraillage	
	En travée	En appui
RDC		
Etages 1,2,3,5 et 6		
Etage 4		



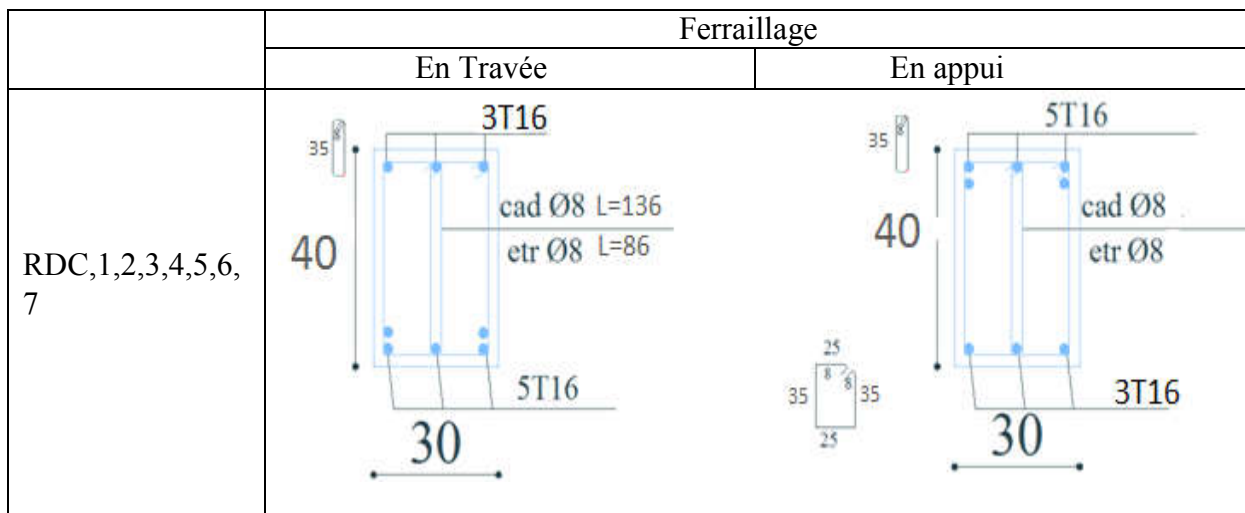
Les poutres en BHP présentent des résistances à la compression plus élevées par comparaison aux celles en BO (résistance doublée), donc la rigidité de ces poutres est améliorée et les flèches instantanées et différées deviennent moins que les poutres en BO.

Les schémas de ferrailage des poutres sont présentés sur les Tableaux 5.46 ,5.47 et 5.48.

• **Poutres porteuses**

Tableau 5.46. Ferrailage des poutres porteuses en BO.

Tableau 5.47. Ferrailage des poutres porteuses en BHP.



- Poutres non porteuses

Tableau 5.48. Ferrailage des poutres non porteuses

	Ferrailage	
	En Travée	En appui
RDC,1,2,3,4,5,6,7		

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, (N_u , M_u) et un effort tranchant V_u

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_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux 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.

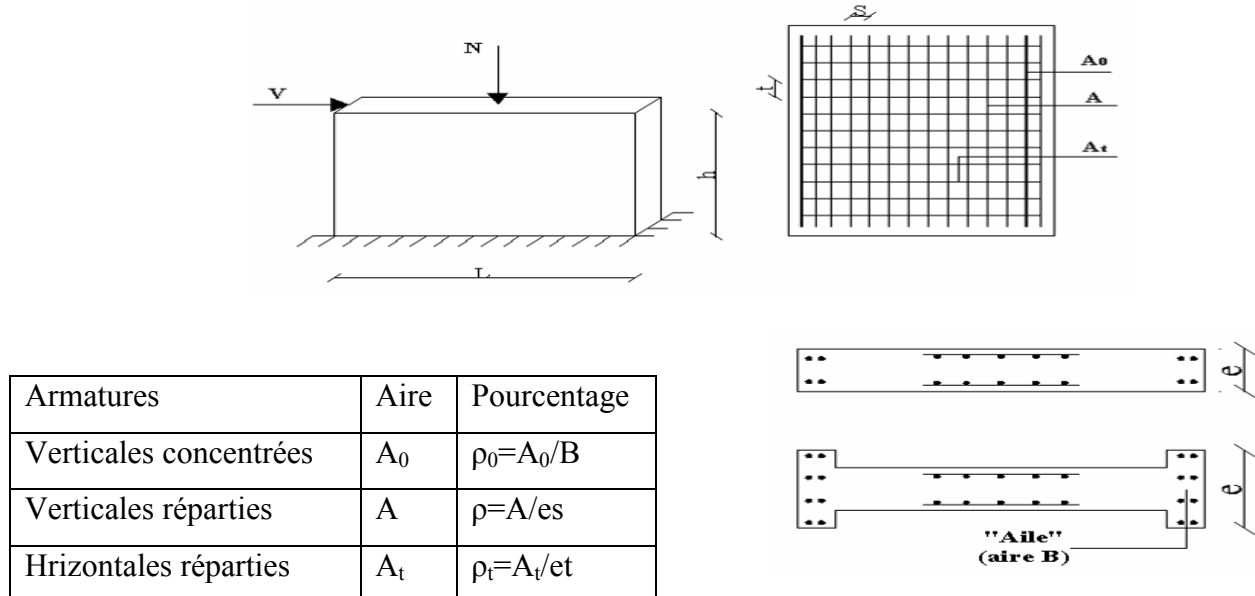


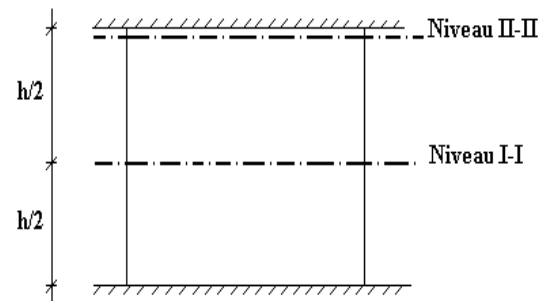
Figure 5.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

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.

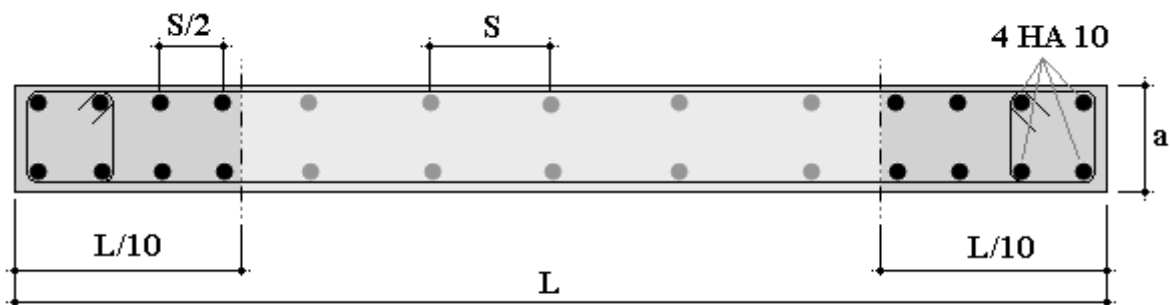


Figure 5.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . 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 deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases}$
- 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 :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ 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 calcule 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 ferrailage en 3 cas :

1^{ère} cas :

✚ Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée 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 $A_V \leq A_{\min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_V > A_{\min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$ on ferraille avec A_V .

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

$$A_h = 0.15\% \cdot a \cdot 100 \text{ (1ml)}$$

3^{ème} cas :

✚ Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Armature horizontale

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

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 4 \text{ MPa}$$

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 :

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} = 0.5 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.15\% \cdot a \cdot l_m$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} = 0.5 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.25\% \cdot a \cdot l_m$$

Espacement : d'après le RPA 2003 $S \leq (1.5a ; 30\text{cm})$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ les barres situées dans la zone où 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 : $A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

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.

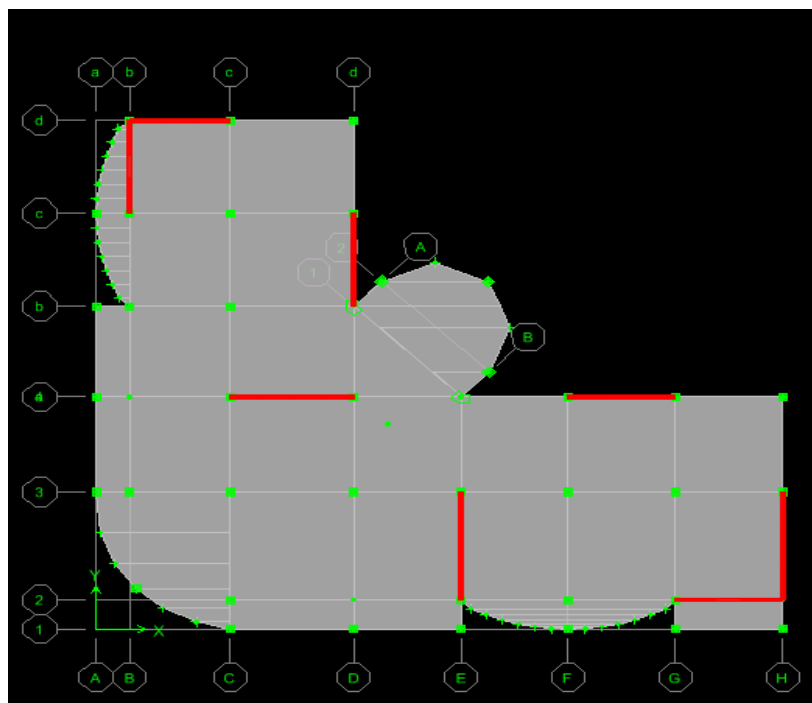


Figure 5.8. Dispositif des voiles a étudiés

Un exemple de calcul de ferrailage des voiles pleins en BO et en BHP sous forme L et U est présenté dans l'Annexe F. Les Figures 5.9, 5.10, 5.11 et 5.12 montrent les schémas de ferrailage de ces voiles.

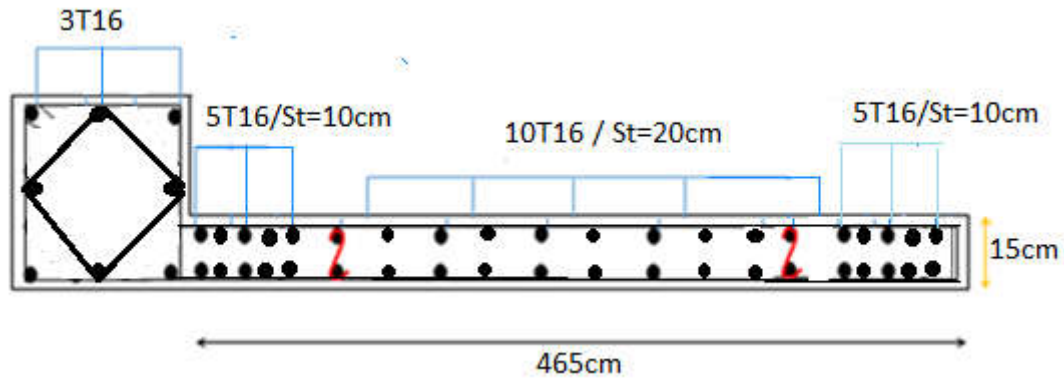


Figure 5.9. Schéma de ferrailage du voile en BO sous forme L.

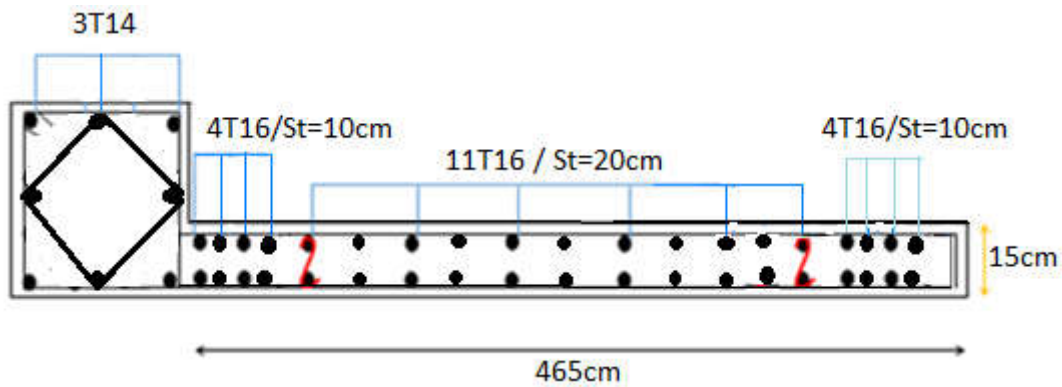


Figure 5.10. Schéma de ferrailage du voile en BHP sous forme L.

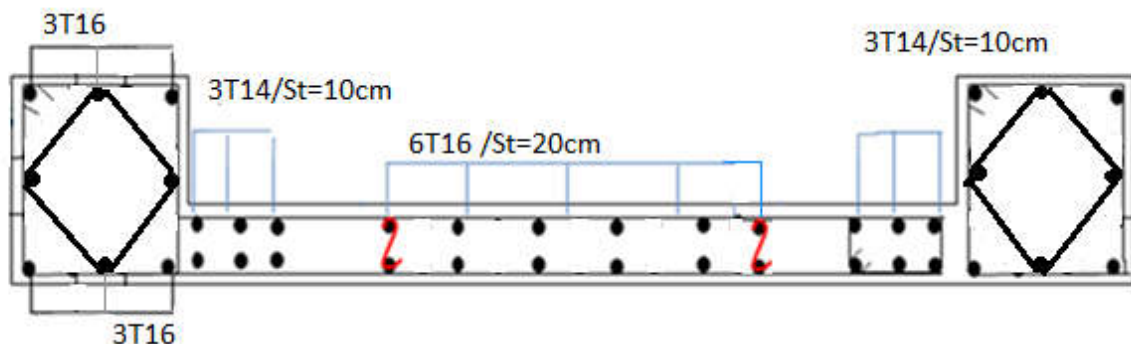


Figure 5.11. Schéma de ferrailage du voile en BO sous forme U.

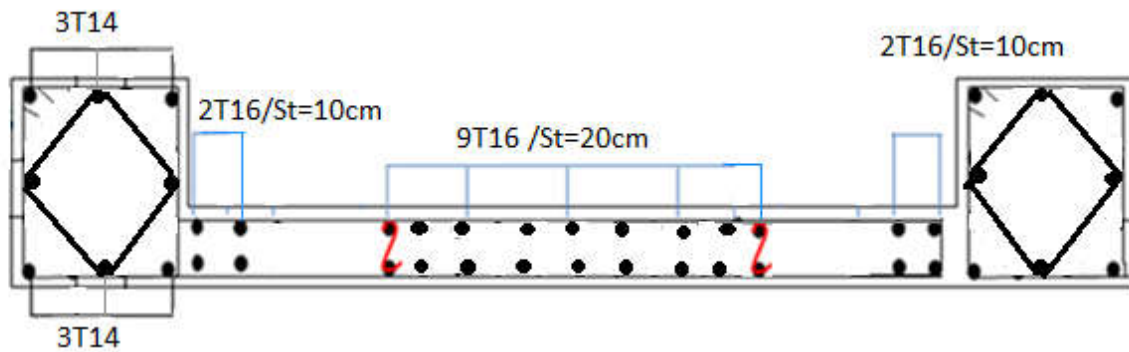


Figure 5.12. Schéma de ferrailage du voile en BHP sous forme U.

On constate que les voiles en BHP présentent une quantité d'acier moins par comparaison aux voiles en BO. Donc les structures réalisées en BHP sont économiques et plus résistantes et vérifiées les paramètres essentiels d'un calcul structural qui sont : la sécurité, l'économie et la durabilité. Eviter de faire une conception d'une structure en béton armé trop ferrillée et trop rigide c'est un des objectifs primordiaux dans les zones de forte sismicité, pour assurer une ductilité suffisante de la structure.

Le Tableau 5.49 ci-dessous résume le ferrailage des autres voiles.

Tableau 5.49. Caractéristiques et ferrailage des voiles.

Voile	L (m)	V (m)	V'(m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A m ²	I m ⁴
VL1 en L BO	4.65	2.6	2.06	3365.91	3379.95	593.65	0.797	1.653
VL1 en L BHP	4.65	2.457	2.193	3493.77	3520.19	599.11	0.742	1.457
VL2 en U BO	4.6	2.3	2.3	2462.03	6877.26	614.62	0.89	2.10
VL3 en U BHP	4.6	2.3	2.3	2514.27	6871.72	619.66	0.78	1.633

Voile	X (m)	σ_1 Mpa	σ_2 MPa	σ_3 MPa	A_{min} RPA	A_{Calcul}	A_{vj}	$A_{Tot} = A_{cal} + A_{vj}$	$A_{adopté}$
VL1 en L (BO)	4.65	4.91	4.86	4.44	13.95	$A_G = 19.52$	22.85	$A_G = 42.37$	$A_p = 8T16$ $A_{v.p} = 2(5T16)$ $A_c = 2(10T16)$
						$A_D = 39.04$		$A_D = 61.89$	
VL1 en L (BHP)	4.65	5.04	4.96	4.58	13.95	$A_G = 15.29$	23.06	$A_G = 38.35$	$A_p = 8T14$ $A_{v.p} = 2(4T16)$ $A_c = 2(11T16)$
						$A_D = 40.55$		$A_D = 63.61$	
VL2 en U (BO)	0.95	10.4	-2.7	-1.56	2.48	$A_G = 8.52$	4.87	$A_G = 13.39$	$A_p = 8T16$ $A_{v.p} = 2(3T14)$ $A_c = 2(6T16)$
						$A_D = 16.06$		$A_D = 20.93$	
VL2 en U (BHP)	4.6	4.5	4.3	3.97	13.8	$A_G = 13.44$	23.85	$A_G = 37.29$	$A_p = 8T14$ $A_{v.p} = 2(2T16)$ $A_c = 2(9T16)$
						$A_D = 35.70$		$A_D = 59.55$	

5.3.6. Calcul des linteaux

5.3.6.1. Introduction

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur bi-encastés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical le linteau est sollicité par un moment M et un effort tranchant V. Les linteaux sont calculés à la flexion simple.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessous est proposée dans les RPA99 modifié en 2003,

Les RPA99 modifié en 2003 limitent les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4 \times V_u^{cal}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **Premier cas :** $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a)- Aciers Longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : est la hauteur totale du linteau,

d' : est la distance d'enrobage,

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b)- Aciers Transversaux

1)- Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :

$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales,

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales,

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau ;

2)- Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

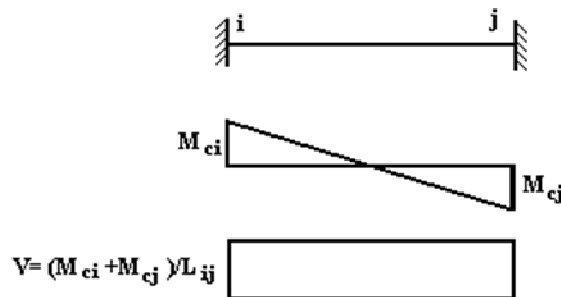
Avec : $V = \text{Min} (V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{\text{cal}}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments “résistants ultimes” des sections d’about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (Figure ci-dessous) et calculés par : $M_c = A_l f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



Dans le cas où la contrainte du béton dépasse la contrainte admissible ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$), il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l’axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement,

Le calcul de A_D se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$

Avec : $\text{tg}\alpha = \frac{h-2d}{l}$ (voir figure)

Et : $V = V_u^{\text{cal}}$ (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u^{\text{cal}}}{e h} = S_{12}$)

1. Ferrailage minimum

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

1)- Armatures Longitudinales A_l et A'_l

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{Avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

2. Armatures Transversales A_t :

$$\text{si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$$

$$\text{si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espace des cadres})$$

3. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

$$\text{C'est à dire : } A_c \geq 0,002 b h \quad (\text{en deux nappes})$$

4. Armatures Diagonales A_D :

$$\text{si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$$

$$\text{si } \tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$$

On prend la valeur de l'effort tranchant maximale qui donne une contrainte tangentielle la plus défavorable.

Le calcul de ferrailage des linteaux est présenté dans l'Annexe F. Le ferrailage est montré sur la Figure 5.13.

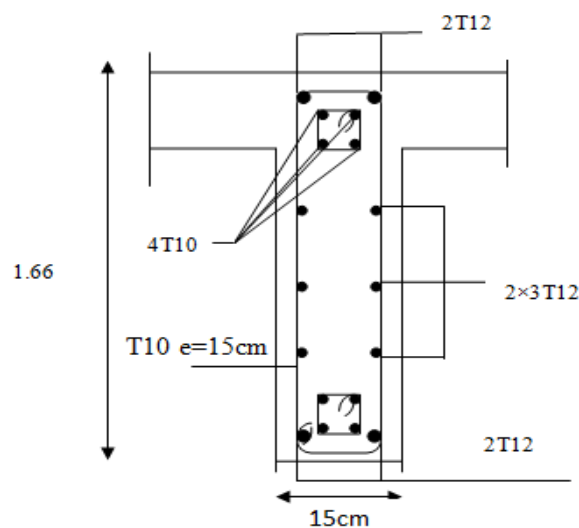


Figure 5.13. Ferrailage des linteaux.

Chapitre 06

Etude de fondation

6.1. Introduction

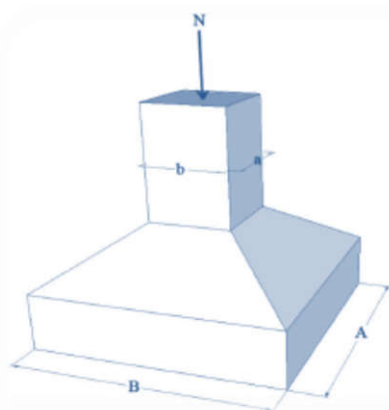
Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). 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.

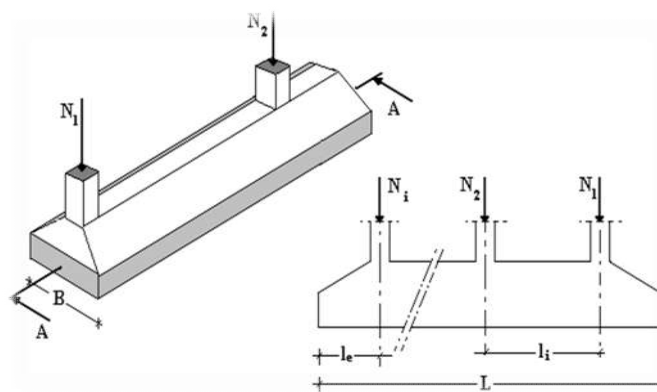
6.2. Classification des fondations

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.

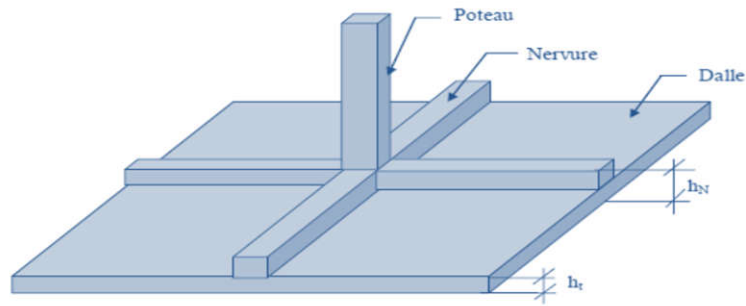
Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types : semelles isolées (Figure 6.1(a)), semelles filantes ou continues (Figure 6.1 (2)) et les radiers (Figure 6.1(c)). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).



(a) Semelle isolée



(b) Semelle filante



(c) Radier général.

Figure 6.1. 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 type d'entreprise** : matériel disponible et compétences,.....
- **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 liasonner par un réseau bidirectionnel de longrines,
- Eviter les sols lâches et les remblais qui amplifiant l'effort sismique,
- Eviter les terrains gorgés d'eau et les sols formés de grains fins et de même diamètre,

6.5. 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.

6.6. 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 choisit 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 fixées 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.

6.7. Etude avec béton ordinaire (BO)

6.7.1. 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 (Figure 6.1).

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B \Rightarrow S = A²

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

La Figure 6.2 présente la disposition des poteaux dans notre structure.

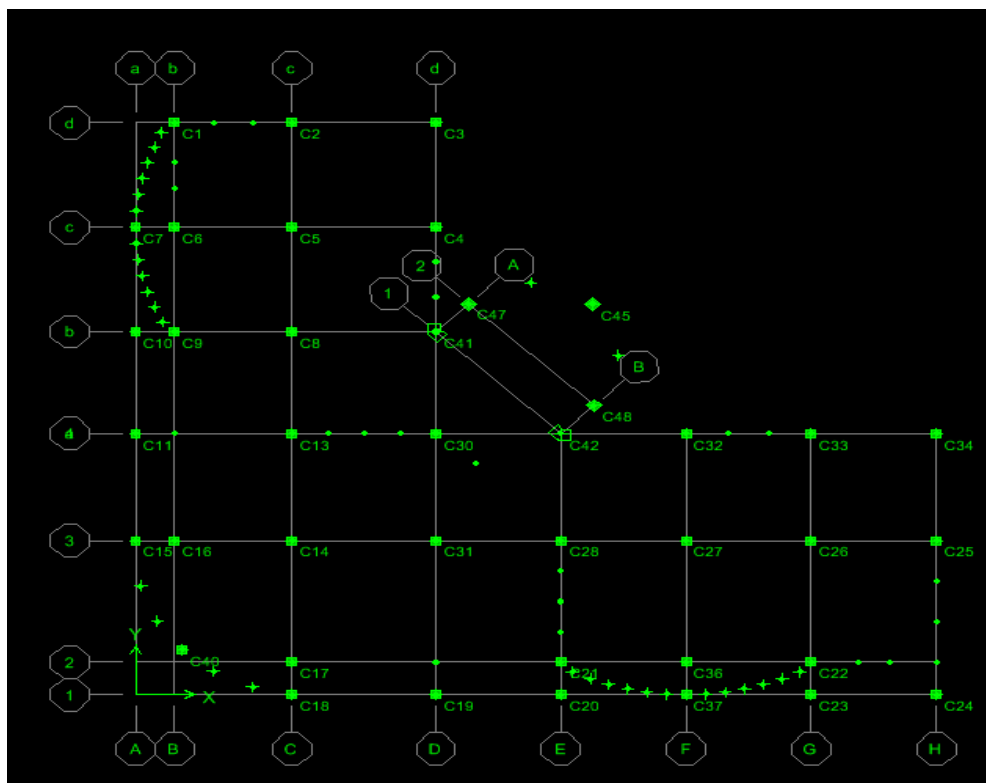


Figure 6.2. Disposition des poteaux

Le Tableau 6.1 présente l'effort normal appliqué sur chaque fille des poteaux représentée sur la Figure 6.3 ainsi que la section des semelles isolées adoptée, dans le cas d'une étude avec béton ordinaire (BO).

Tableau 6.1. Sections des semelles isolées

Poteau	N (KN)	A (m)	A choisie (m)
C ₁	441.21	1.48	1.50
C ₂	347.91	1.31	1.50
C ₃	604.49	1.73	2.00
C ₄	561.79	1.67	1.70
C ₅	1539.79	2.77	2.80
C ₇	406.35	1.42	1.50
C ₈	1533.41	2.76	3.00
C ₉	838.77	2.04	2.10
C ₁₀	617.62	1.75	2.00
C ₁₁	1139.02	2.38	2.50
C ₁₃	811.16	2.01	2.10
C ₁₄	1863.05	3.05	3.10
C ₁₅	851.44	2.06	2.10
C ₁₆	842.74	2.05	2.10
C ₁₇	1111.93	2.35	2.50
C ₁₈	722.53	1.90	2.00
C ₁₉	1345.7	2.59	2.60
C ₂₀	505.85	1.59	2.60
C ₂₁	627.86	1.77	1.80
C ₂₂	547.79	1.65	1.70
C ₂₃	308.41	1.24	1.30
C ₂₄	357.89	1.33	1.40
C ₂₅	447.73	1.49	1.50
C ₂₆	1655.36	2.87	3.00
C ₂₇	1683.68	2.90	3.00
C ₂₈	652.8	1.80	2.00
C ₃₀	680.31	1.84	2.00

C ₃₃	443.91	1.48	1.50
C ₃₄	553.80	1.66	1.70
C ₃₁	2036.67	3.19	3.20
C ₃₂	523.64	1.61	1.70
C ₃₆	878.64	2.09	2.10
C ₃₇	490.64	1.56	1.60
C ₄₀	788.28	1.98	2.00
C ₄₁	1016.36	2.25	2.30
C ₄₂	1544.22	2.77	2.80
C ₄₅	288.49	1.20	1.30
C ₄₇	436.04	1.47	1.50
C ₄₈	562.1	1.67	1.70

Pour vérifier s'il y a une intersection entre deux semelles voisines, la condition suivante doit être vérifiée : $1.5 \times B \leq L_{\min}$

Avec L_{\min} représente la valeur minimale entre axe de deux poteaux ($L_{\min} = 1.25$ m) et $A = B = 3.20$ m.

$1.5 \times 3.20 = 4.80\text{m} > L_{\min} = 1.25$ m (condition non vérifiée).

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

6.7.2. Semelle filante

On doit déterminer la largeur de la semelle.

On a :
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : effort normal provenant de l'axe ou la file considérée ($N_{\text{poteaux}} + N_{\text{voiles}}$).

S : section de la semelle ($S = B \cdot L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

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)	B _{choisie} (m)
X-X	1		4030.27	20.60	1.01	1.10
	2		4165.07	20.60	1.01	1.10
	3		10016.64	25.60	1.95	2.00
	4		7846.98	25.60	1.53	1.60
	B		4164.56	9.60	2.17	2.20
	C		2505.20	9.60	1.31	1.40
	D		5188.53	8.25	3.14	3.20
Y-Y		A	3180.57	13.9	1.14	1.20
		B	4852.87	16	1.51	1.60
		C	7896.08	21.90	1.81	1.90
		D	8467.13	21.90	1.93	2.00
		E	6085.47	10.00	2.97	3.00
		F	3567.01	10.00	1.78	1.80
		G	2917.58	10.00	1.45	1.50
		H	4728.68	10.00	2.36	2.40

- 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 : ($L_{\min} = 1.25\text{m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 3.20 = 8.00 \text{ m} > L_{\min} = 1.25\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

* Sens Y-Y : ($L_{\min} = 1.25 \text{ m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 3 = 7.5\text{m} > L_{\min} = 1.25\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception des semelles filantes ne devient plus possible, le choix du radier s'impose.

6.7.3. Radier général

Le radier est une épaisse couche de béton armé, coulée directement sur le sol pour constituer l'assise et le plancher bas d'une construction. 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.

a) Surface nécessaire

La contrainte maximale de la superstructure ne doit pas dépasser celle provoquée par la fondation.

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{\text{ser}}}{S_r} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_r \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

S_r : surface du radie.

P_{ser} : poids total à l'ELS

$$\sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa.}$$

Le poids total est la somme du poids de la superstructure et de l'infrastructure, soit :

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{sup}} + P_{\text{inf}} = 35623.1 + 25050.52 = 60673.62 \text{ KN}$$

$$S_r \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{60673.62}{200} = 303.36 \text{ m}^2$$

On constate que la surface du radier (S_r) est inférieure à celle du bâtiment (S_b), donc on prend : $S_r = S_b = 303.36 \text{ m}^2$

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 nu de deux poteaux ($L_{\max} = 5.5$ m)

Donc :

$$\frac{550}{20} \leq 27.5 \text{ cm} \leq h_1$$

On prend : $h_1 \geq 30 \text{ cm}$

- 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 :

$$T_u = \frac{ql}{2}; q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u = 48747.44 \text{ kN}$, $L = 5.5 \text{ m}$, $b = 1 \text{ m}$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{N_u l}{2 S_{rad} b d} = \frac{N_u l}{2 S_{rad} b (0.9 h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_3 \geq \frac{N_u l}{2 S_{rad} b (0.9 \bar{\tau}_u)} \Rightarrow h_3 \geq 19.64 \text{ cm}$$

Conclusion : $h_r = \max(h_1, h_2) = 30 \text{ cm}$

On prend $h_r = 30 \text{ cm}$.

c) Pré dimensionnement de nervures

- Condition de coffrage

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max}=5.5$ m

$$3666 \leq h_{N1} \leq 55$$

On prend : $h_{N1}=40$ cm

• La hauteur de nervures

* Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u=2036.67$ 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 (40x40) cm².

$$N_u \leq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 2036.67 \text{KN} \leq 12375 \text{KN} \dots \dots CV$$

* **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 : $L_{\max}=5.5$ m

$$3666 \leq h_{N2} \leq 55$$

On prend : $h_{N2}=45$ 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 $\left[I = \frac{b \times h^3}{12} \right]$

E : Module d'élasticité du béton ($E=3.216 \times 10^4$ MPa).

b=1m : Largeur de la semelle par band d'un mètre.

K : Coefficient de raideur du sol.

•K=0.5 Kg/cm³pour un très mauvais sol.

•K=4 Kg/cm³pour un sol de densité moyenne.

•K=0.5 Kg/cm³pour un très bon sol.

Pour notre cas K=4 Kg/cm³.

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 :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entreaxe}} \quad ; \quad a = 40 \text{cm (largeur du poteau),}$$

$$L_{\text{entre axe}} = 5.9 \text{m} \Rightarrow l_e \geq 6.56 \text{m}$$

On calcule la valeur de h :

$$h_{N3} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (l_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{N3} \geq 10.35 \text{cm}$$

On prend : $h_{N3}=90$ 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 : $h_N = 90 \text{ cm}$

$$D \geq \max(45 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On prend : **D = 50 cm.**

Les Caractéristiques géométriques du radier sont résumées comme suit:

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $h_N = 90 \text{ cm}$ et $b = 1.88 \text{ m}$.
- Débordement : $D = 1 \text{ m}$
- Nouvelle surface avec débordement :

$$S_r = 504.2 \text{ m}^2$$

- Position du centre de gravité : $X_G = 11.05 \text{ m}$ et $Y_G = 9.29 \text{ m}$.

Moments d'inertie : $I_{xx} = 20282.2 \text{ m}^4$ et $I_{yy} = 28174.2 \text{ m}^4$

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 l'aide de l'ETABS.

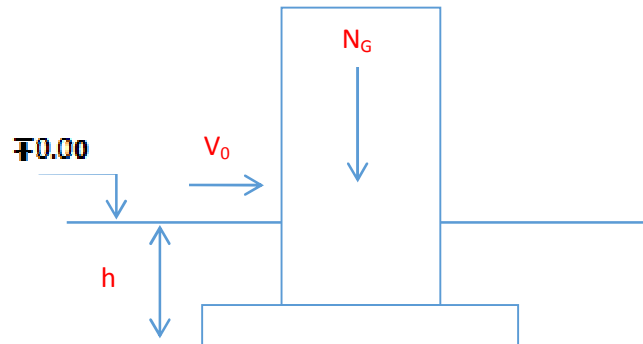


Figure 6.3. Schéma statique du bâtiment

- 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.

$$P_T = P_S + P_R = 356231 + (5042 \times 0.30 \times 25) = 394046 \text{ KN}$$

X_G : La position du centre de gravité.

$$M_S = 39404.6 \times 11.05 = 435420.83 \text{ KN}$$

$$M_0 = 53784.77 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 3124.194 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{RX} = 60033.158 \text{ KN.m}$$

$$h = 3.00 \text{ m}$$

$$\frac{M_s}{M_{RX}} = 7.25 > 1.5$$

- Sens y-y

$$M_S = P_T \times Y_G = 39404.6 \times 9.29 = 366068.73 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 53206.54 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 3090.54 \text{ KN} \longrightarrow M_{RY} = 62478.16 \text{ KN.m}$$

$$h = 3.00 \text{ m}$$

$$\frac{M_s}{M_{RY}} = 5.85 > 1.5$$

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

La contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par:

- Sollicitation du premier genre:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{35623.1}{504.2} = 0.7 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

- Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

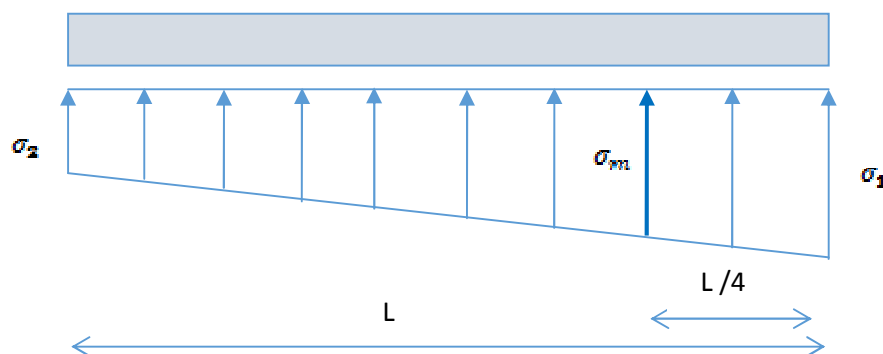


Figure 6.4. Contraintes sous radier

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

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

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\sigma_{sol}$$

$$\checkmark \text{ ELU : } N_u = 73797.96 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

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	146.36	140.49	144.89
Sens y-y	151.57	141.95	149.16
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

$$\checkmark \text{ ELS : } N_{ser} = 60673.62 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

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	126.46	115.98	123.84
Sens y-y	124.19	117.70	122.56
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

6.7.3.1. 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.

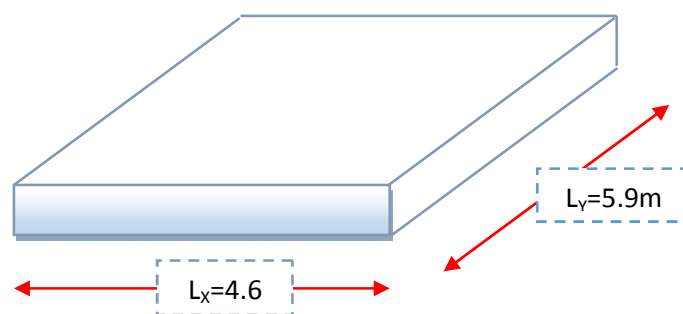


Figure 6.5. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

Le calcul de ferrailage du radier en BO est présenté dans l'Annexe G. Le schéma de ferrailage de la dalle du radier est présenté sur la Figure 6.6

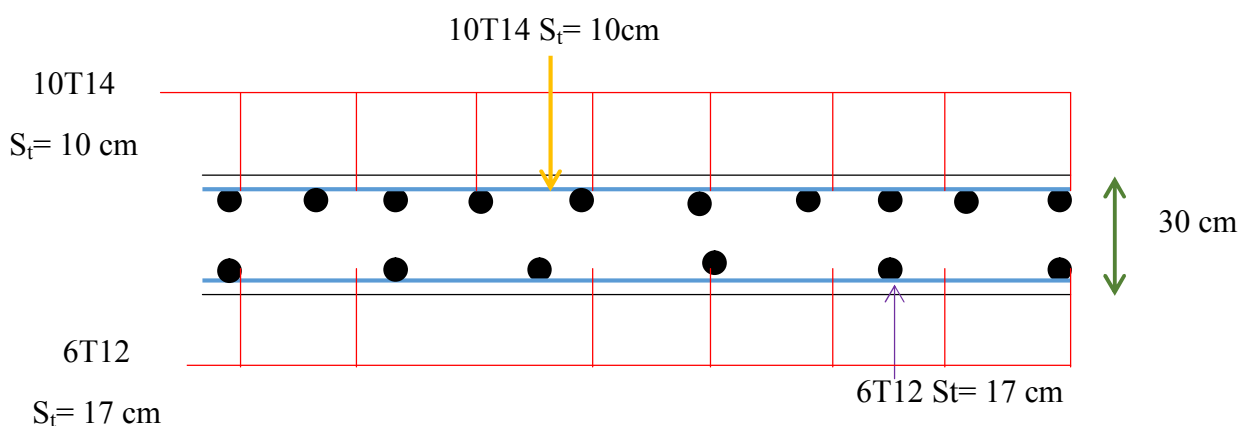


Figure 6.6. Ferrailage de la dalle du radier en BO pour une bande de 1m

Le ferrailage des nervures, dans les deux sens est présenté sur la Figure 6.7.

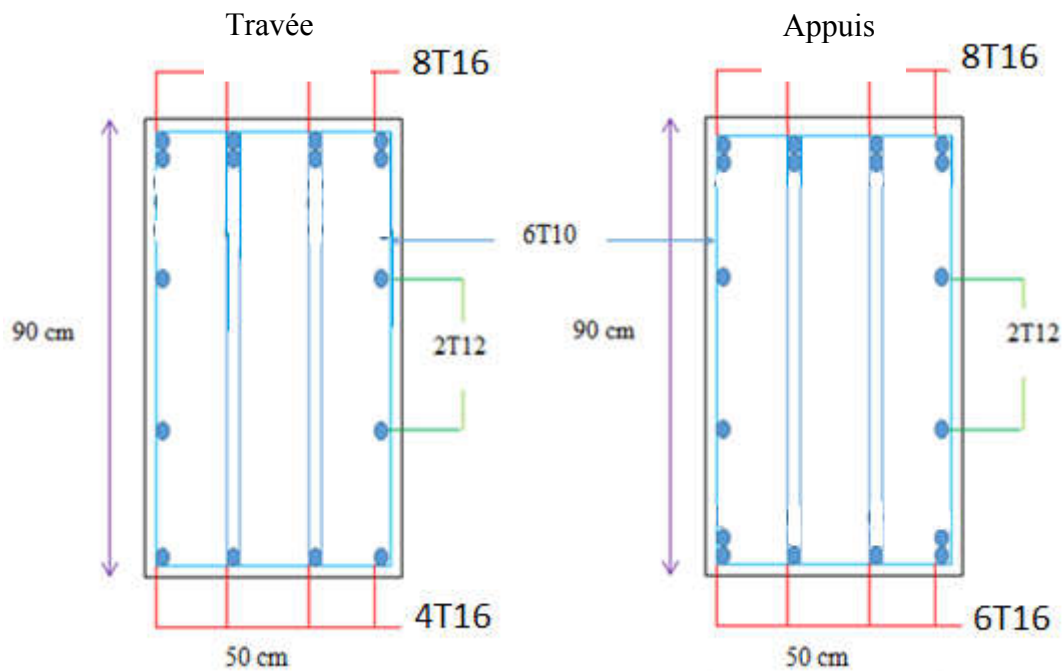


Figure 6.7. Ferrailage des nervures du radier en BO dans les deux sens (x-x et y-y).

6.7.3.2. 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.

a) 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 $50 \varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

b) Armatures verticales

$$A_v = 0.1 \times \frac{e \times b}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \text{ avec espacement } s = 20 \text{ cm.}$$

c) Armatures horizontales

$$A_h = 0.1 \times \frac{e \times h}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \text{ avec espacement } s = 20 \text{ cm}$$

Les Figures 6.8 et 6.9 présentent le ferrailage du voile périphérique.

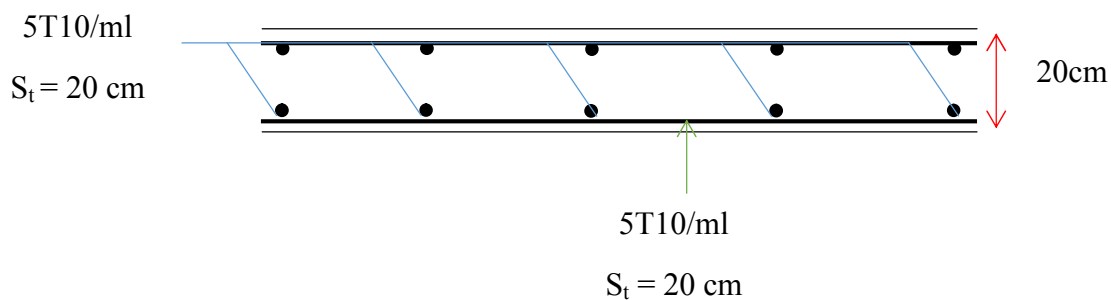


Figure 6.8. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique en BO.

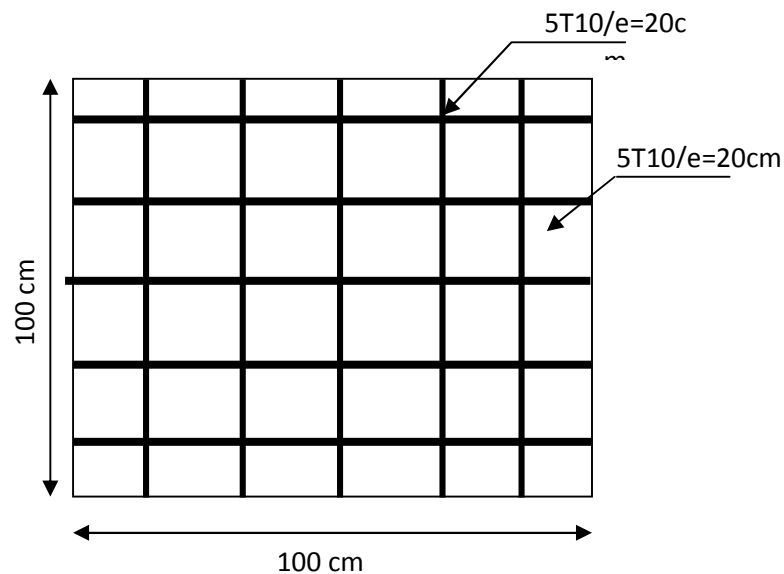


Figure 6.9. Ferrailage du voile périphérique en BO.

6.7.3.3. 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 S_2 , S_3 on doit disposer des longrines de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone III et un $\alpha = 10$)

$$N = 2036.67 \text{ kN}$$

$$F = \frac{2036.67}{10} = 203.66 \geq 20 \text{ kN} \dots\dots\dots CV$$

b). Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{203.66 \times 10^3}{348} = 5.85 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2.1}{400} = 4.73 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0.6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266.67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1484.37}{10} = 148.437 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\overline{\sigma_s}} = \frac{148.437 \times 10^3}{348} = 4.26 \text{ cm}^2$$

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 :

$$S_t = \min(20 \text{ cm}; 15 \phi_l)$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$
 $\phi_l = 12 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.2) \text{ cm} = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

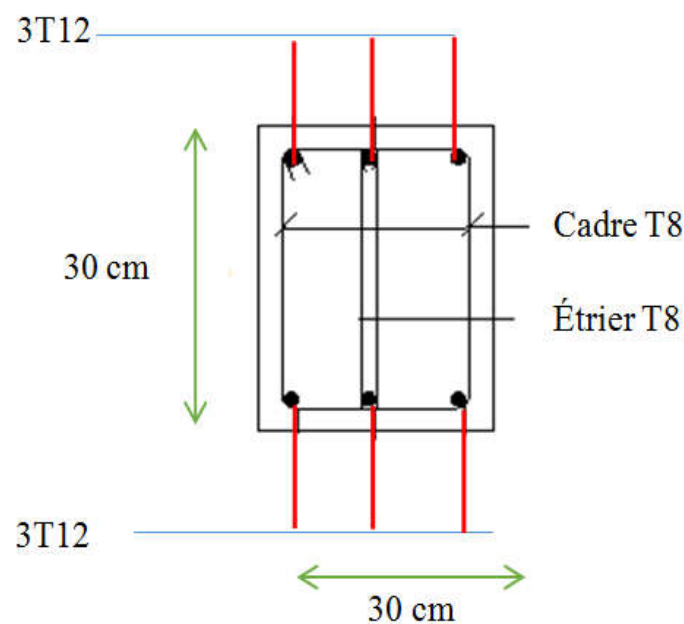


Figure 6.10 : Ferrailage de longrine en BO

6.8. Etude avec béton à hautes performances (BHP)

Le choix de type de fondation et le calcul de ferrailage de fondation de la structure en BHP sont présentés dans l'Annexe G. Le ferrailage de la dalle du radier est présenté sur la Figure 6.11.

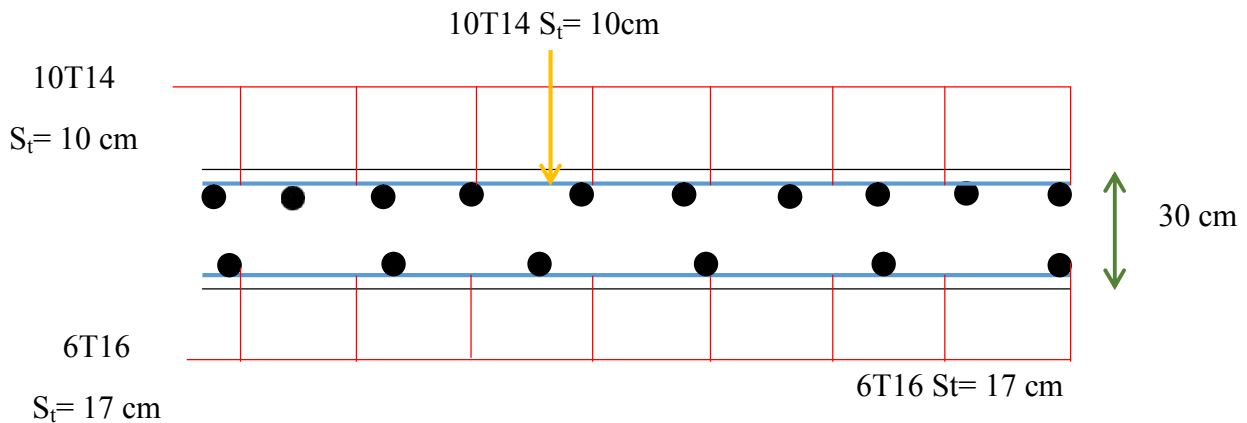


Figure 6.11. Ferrailage de la dalle du radier en BHP pour une bande de 1m.

Le ferrailage des nervures, dans les deux sens est présenté sur la Figure 6.12.

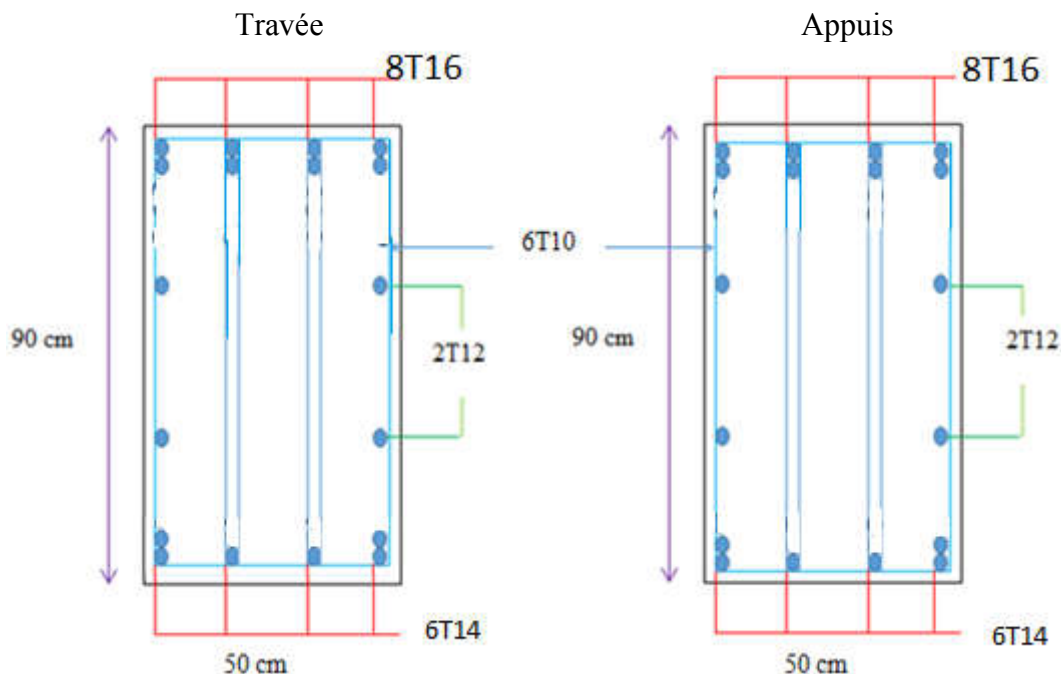


Figure 6.12. Ferrailage des nervures du radier en BHP dans les deux sens (x-x et y-y).

Les Figures 6.13 et 6.14 présentent le ferrailage du voile périphérique.

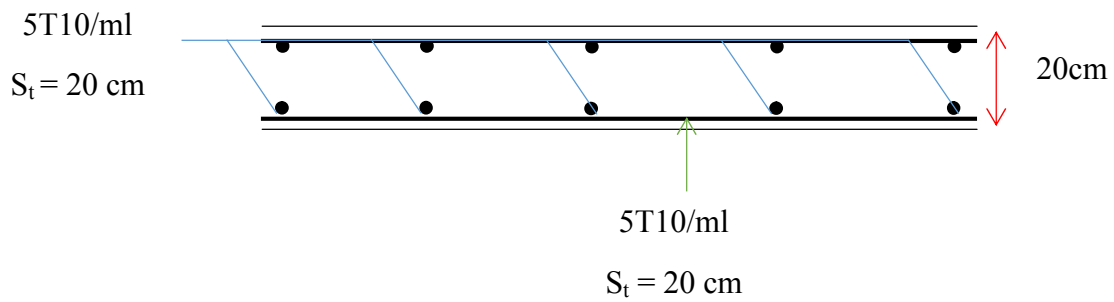


Figure 6.13. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique en BHP.

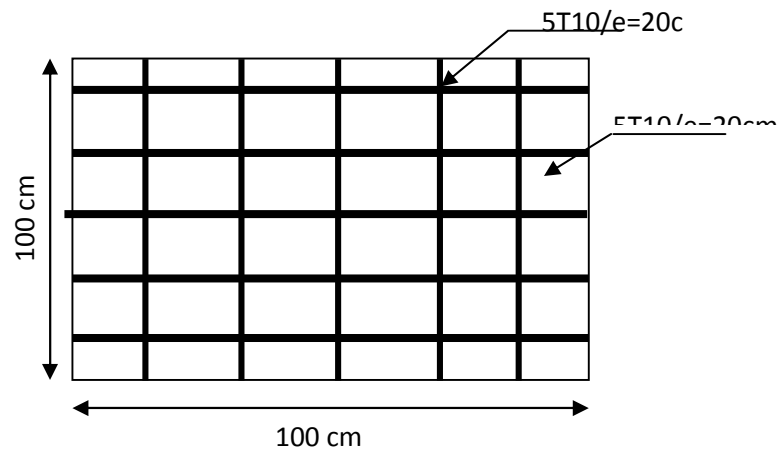


Figure 6.14. Ferrailage du voile périphérique en BHP.

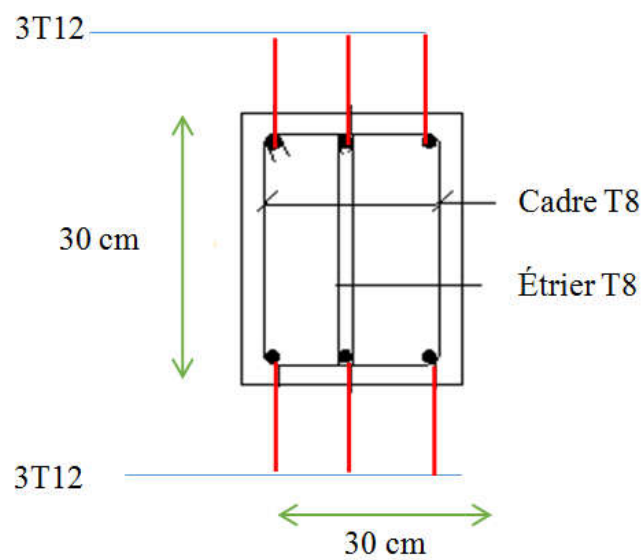


Figure 6.15. Ferrailage de longrine en BHP.

Chapitre 07

Etude économique

7.1. Introduction

Après avoir établi aux chapitres précédents l'étude de la stabilité d'une structure d'un bâtiment réalisé en béton ordinaire (BO) et la même structure réalisée en béton à hautes performances (BHP), ainsi que le calcul de ferrailage de tous les éléments structuraux et non structuraux composants cette structure, il est souvent nécessaire de compléter l'étude de notre projet par l'analyse du point de vue économique, pour montrer l'avantage d'utiliser le BHP comme nouveau matériaux de construction dans le domaine de génie civil en Algérie, particulièrement les bâtiments . Pour qu'on puisse faire la comparaison nous allons calculer le devis quantitatif et estimatif de chaque structure.

7.2. Les prix unitaires

Les différents travaux réalisés pour l'exécution de notre projet ainsi que les prix unitaires actuels correspondants sont présentés dans le Tableau 7.1 ci-dessous.

Tableau 7.1. Prix unitaires de différents travaux.

N°	Désignation des travaux	Unité	P.U (DA)
1	- Fouille en grande masse sur terrain de toute nature.	m ³	400.00
	- Remblais en Tuf.	m ³	1000.00
	- Transport et évacuation des déblais à la décharge publique.	m ³	100.00
2	- Béton de propreté dosé à 200 Kg/m ³ .	m ³	8000.00
	- Béton armé en fondation dosé à 350 Kg/m ³ de ciment CPA.	m ³	28000.00
3	- Béton armé en élévation dosé à 350 Kg/m ³ de ciment CPA.	m ³	30000.00

7.3. Estimation des quantités

7.3.1. Structure en béton ordinaire (BO)

a) Terrassement

Le calcul se fait en fonction des volumes de chaque élément :

- Fouille en grande masse sur terrain de toute nature : $V_{\text{Total}} = 1512.6\text{m}^3$.
- Remblais en tuf : $V_{\text{Total}} = 1361.34\text{m}^3$.
- Transport et évacuation des déblais à la décharge publique : $V_{\text{Total}} = 1512.6\text{m}^3$.

b) Infrastructure

- Béton de propreté dosé à 200 Kg/m^3 : $V_{\text{Total}} = 25.21\text{ m}^3$.
- Béton armé en fondation dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA :

Le volume de béton armé en fondation est calculé à l'aide de logiciel ETABS et les résultats sont les suivantes :

- Radier : $V = 151.26\text{m}^3$
- Nervures : $V = 70.30\text{ m}^3$

$$\Rightarrow V_{\text{Total}} = 221.56\text{ m}^3$$

c) Superstructure

- Béton armé en élévation dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA :

- Les poteaux :
- $V_{\text{RDC}+1\text{er}+2\text{em}} = 39.65\text{ m}^3$
- $V_{3\text{eme} + 4\text{eme}+5\text{em}} = 30.3628\text{ m}^3$
- $V_{6\text{eme}+7\text{eme}} = 14.87\text{m}^3$

$$\Rightarrow V_{\text{Total}} = 84.892\text{ m}^3$$

- Les poutres: $V_{\text{Total}} = 215.42\text{m}^3$.
- Les voiles de contreventements (sans ouvertures)
- $V = 153.697\text{ m}^3$

7.3.2. Structure en béton à hautes performances (BHP)

a) Terrassement

- Fouille en grande masse sur terrain de toute nature : $V_{\text{Total}} = 1506.6\text{m}^3$.
- Remblais en tuf : $V_{\text{Total}} = 1355.94\text{ m}^3$.
- Transport et évacuation des déblais à la décharge publique : $V_{\text{Total}} = 1506.6\text{ m}^3$.

b) Infrastructure

- Béton de propreté dosé à 200 Kg/m^3 : $V_{\text{Total}} = 25.11\text{m}^3$.
- Béton armé en fondation dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA :

- Radier : $V = 150.66\text{m}^3$
- Nervures : $V = 70.3\text{ m}^3$

$$\Rightarrow V_{\text{Total}} = 220.96\text{ m}^3$$

c) Superstructure

- Béton armé en élévation dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA :

- Les poteaux :
- $V_{\text{RDC+1er+2em+3em}} = 40.48\text{ m}^3$
- $V_{\text{4eme + 5eme +6em+7em+8em}} = 29.74\text{ m}^3$

$$\Rightarrow V_{\text{Total}} = 70.227\text{m}^3$$

- Les poutres $V_{\text{Total}} = 215.42\text{ m}^3$.
- Les voiles de contreventements : (sans ouvertures)
- $V = 143.244\text{ m}^3$

7.4. Devis estimatif

L'étude des prix est considérée comme une phase primordiale dans la réalisation d'un ouvrage. L'objectif essentiel de cette étude est de déterminer le montant global d'exécution. Cette étude exige que l'ingénieur de conception ait des connaissances approfondies et des expériences étendues, particulièrement dans le domaine technique, méthodes d'exécution et finance. Le Tableau 7.2 ci-dessous présente le montant global nécessaire pour réaliser la structure étudiée en BO et en BHP.

Tableau 7.1. Estimation du quantitatif et des prix totaux (Gros œuvres)

DESIGNATION	Quantité BO (m ³)	Quantité BHP (m ³)	Prix unitaire	Prix Total BO (DA)	Prix Total BHP (DA)
1- Terrassement					
- Fouille en grande masse sur terrain de toute nature.	1512.6	1506.6	400.00	605040.00	602640.00
- Remblais en Tuf.	1361.34	1355.94	1 000.00	1361340.00	1355940.00
- Transport et évacuation des déblais à la décharge publique	1512.6	1506.6	100.00	151260.00	150660.00
2- Infrastructure					
- Béton de propreté dosé à 200 Kg/m ³ .	25.21	25.11	8 000.00	201680.00	200800.00
- Béton armé en fondation dosé à 350 Kg/m ³ de ciment CPA	221.56	220.96	28 000.00	6203680.00	6186880.00
3- Superstructure					
- Béton armé en élévation dosé à 350 Kg/m ³ de ciment CPA.	454.01	428.891	30 000.00	13620300.00	12 866730.00
Montant global				22143300.00	20143300.00

7.5. Analyse et discussions des résultats

La Figure 7.1 montre les différentes phases de réalisation des deux structures en fonction du prix total. A partir du Tableau 7.2 et de la Figure 7.1, on peut déduire que la structure calculée et réalisée avec béton à hautes performances (BHP) est plus économique que celle calculée et réalisée avec béton ordinaire (BO), une augmentation de 10 % du prix a été enregistrée dans cette dernière. La différence des prix est particulièrement enregistrée dans la superstructure (Figure 7.1) où les poteaux en BHP sont réalisés avec sections réduites par rapport aux poteaux en BO. Cette réduction des sections est un avantage multiple du BHP, il permet aux concepteurs de gagner l'espace dans la structure, de diminuer le poids de la structure et de garantir une bonne ductilité et d'économie les matériaux de construction jusqu'à 30 %.

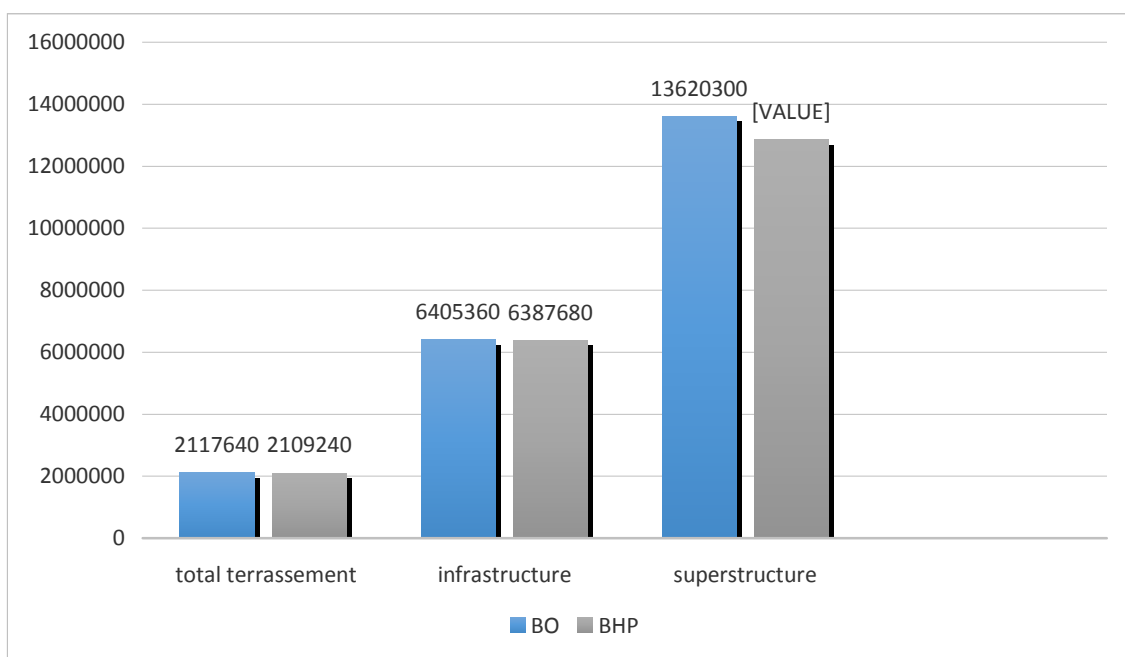


Figure 7.1. Histogramme de comparaison des prix des deux structures (BO et BHP).

Conclusion générale

A partir du présent travail sur l'effet du module d'élasticité instantané et différé sur le comportement et la stabilité des structures en béton armé, les conclusions suivantes peuvent être faites :

- Le prédimensionnement est une étape très importante dans un calcul structural, du fait qu'il nous permet de déterminer les dimensions des différents éléments composants 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 en béton armé.
- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique 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 une bonne stabilité d'une structure calculée et réalisée avec béton à hautes performances (BHP), il est indispensable de diminuer les sections des poteaux.

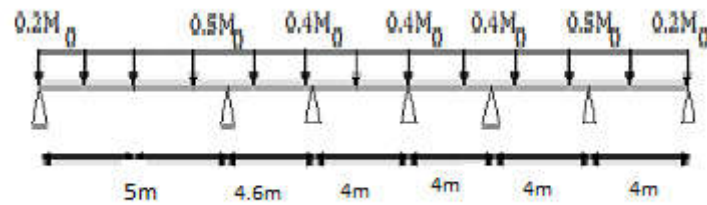
- La structure en béton ordinaire (BO) est lourde par rapport à celle en (BHP), ce qui favorise l'utilisation de cette dernière dans les zones sismiques.
- L'aspect de la sécurité et de l'économique sont bien vérifiés avec une structure en BHP.
- Pour assurer un bon comportement dynamique de la structure, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de voile à placer.
- Cette étude nous a permis d'appliquer toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation, ainsi que de maîtriser le logiciel ETABS qui est très pratique pour le calcul des bâtiments en béton armé.

Références bibliographiques

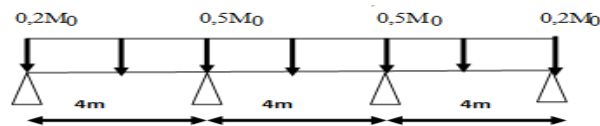
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, Editions eyrolles, France, 330 p.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- Y.Chérit. Calcul des ouvrages en béton armé, Règles CBA 93 et RPA 2003, 2ème Edition 2006, 310p.
- Henry Thonier. Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 et tome 2).
- Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 1 : Elément de calcul.
- Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 2 : Construction.
- Olivier Gagliardini. Cours de Béton Armé, IUP GCI3 option OS, Année 2004/2005.
- Touhami Tahenni, Polycopie, Cours de Béton Armé destiné aux étudiants de 3^{ème} Année Licence Génie Civil, 2018, 168p.
- Mahfoud Touhari, Manuel ETABS, Université Djilali Bounaama, Khemis Miliana, 2019.
- Fella Kouchi et Wahiba amarouche, Etude d'un bâtiment en béton armé à hautes performances (R+7) à usage d'habitation et commercial, Mémoire de Master, Université Djilali Bounaama Khemis Miliana, 2018, 209p.

Annexe C – Ferrailage des poutrelles

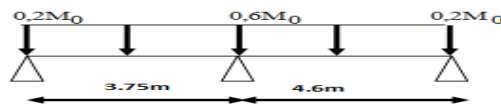
Notre structure est composée de trois types de poutrelles : poutrelles à sept travées (Figure 3.10 (a)), poutrelles à trois travées (Figure 3.10 (b)) et poutrelles à deux travées (Figure 3.10 (c)).



(a) : Poutrelle à sept travées



(b) : Poutrelle à trois travées



(c) : Poutrelle à deux travées

Figure 3.10 : Schémas statiques des poutrelles étudiées

3.4.3. Méthode de calcul

Les conditions de la **méthode forfaitaire** citées ci-dessous, sont vérifiées pour les trois types des poutrelles.

1- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 2 G = 20.44 \text{ KN/m}^2$ ou 5 KN/m^2 .

2- Inertie constante dans les différentes travées en continuité

3- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

3.4.4. Ferrailage des poutrelles à sept 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.

3.4.4.1. 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 : $P_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Le poids propre du corps creux est donné par : $P_c = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$

La charge permanente est définie par : $G = P_p + P_c = 0.12 + 0.62 = \mathbf{0.74 \text{ kN/ml}}$

La surcharge d'exploitation due aux ouvriers est donnée par : $Q = 0.65 \times 2.5 = \mathbf{1.63 \text{ kN/ml}}$

A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.74) + 1.5 (1.63) = 3.44 \text{ kN/m}$

A l'E.L.S: $q_s = Q + G = 0.74 + 1.63 = 2.37 \text{ kN/ml}$

Le moment ultime dans la travée isostatique de référence de portée $L = 4.6 \text{ m}$ est $M_u = 9.09 \text{ KN.m}$ ($M_u = q_u L^2/8$) et le moment de service $M_{ser} = 6.26 \text{ KN.m}$ ($M_{ser} = q_s L^2/8$)

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple ($b = 12 \text{ cm}$; $d = 3.6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$) donc $\mu_{bu} = 2.42 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow A'_s \neq 0$

Les aciers comprimés sont nécessaires, donc il faut renforcer la poutrelle par des **étauements verticaux** chaque mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage et pour éviter la flèche de la poutrelle.

Application de la méthode :

Rapport de charge $\rightarrow \alpha = \frac{Q}{G + Q}$

Moments

M_0 : Moment fléchissant maximal dans la travée isostatique.

M_ω et M_e : Moments aux appuis gauche (ω) et droit dans la travée considérée.

M_t : Moment maximal en travée .

Les valeurs de M_t , M_ω et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\text{➤ } M_t \geq \max \{1.05 M^0 ; (1+0.3 \times \alpha) M^0\} - \frac{M_\omega + M_e}{2}$$

$$\text{➤ } M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} M^0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$\text{➤ } M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} M^0 \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\text{➤ } 0.6 M_0 \text{ pour une poutre à 02 travées,}$$

$$\text{➤ } 0.5 M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 02 travées.}$$

$$\text{➤ } 0.4 M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 03 travées.}$$

a-Effort tranchant

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que

$$L=a+b$$

$$a=L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_\omega + M_t}}} \dots \text{ Appuis gauche}$$

$$b=L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_\omega + M_t}{M_e + M_t}}} \dots \text{ Appuis droit}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche } V_\omega = -2 \frac{M_\omega + M_t}{a}$$

$$\text{Effort tranchant à droite } V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

b. Moment de flexion

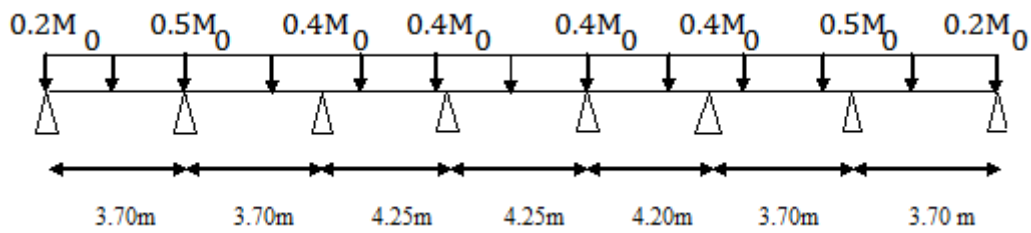


Figure4.14. Types de poutrelles étudiées

Les Tableaux 4.4et 4.5 présentent les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELU poutrelle du plancher

qu	Travée	Longueur (m)	M ₀	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)
3,440	1--2	1,250	0,672	A	-0,200	-0,134	0.472
3,440	2--3	3,750	6,047	B	-0,500	-3,023	4.559
3,440	3--4	4,600	9,099	C	-0,400	-2,419	7.926
3,440	4--5	4,000	6,880	D	-0,400	-3,640	5.088
3,440	5--6	4,000	6,880	E	-0,400	-2,752	5.532
3,440	6--7	4,000	6,880	F	-0,400	-2,752	5.182
3,440	7--8	4,000	6,880	G	-0,500	-3,440	6.564
				H	-0,200	-1,376	

Tableau 4.4. Moments fléchissant ELU (plancher terrasse)

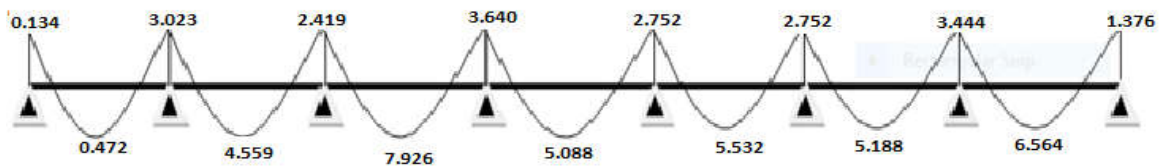
Tableau 4.5.: Effort tranchant ELU

Travées	Longueur (m)	Moments Appuis(KN.m)	Moments en travées (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
1-2	1,25	-0,134	0.472	-0,376	0,161

2-3	3.75	-3,023	4.559	-4,999	6,611
3-4	4.60	-2,419	7.926	-6,595	7,647
4-5	4.00	-3,640	5.088	-5,282	7,102
5-6	4.00	-2,752	5.532	-5,504	6,880
6-7	4.00	-2,752	5.182	-5,332	6,708
7-8	4.00	-3,440	6.564	-6.02	7,740

✓ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN.m):



T_u (KN.m) :

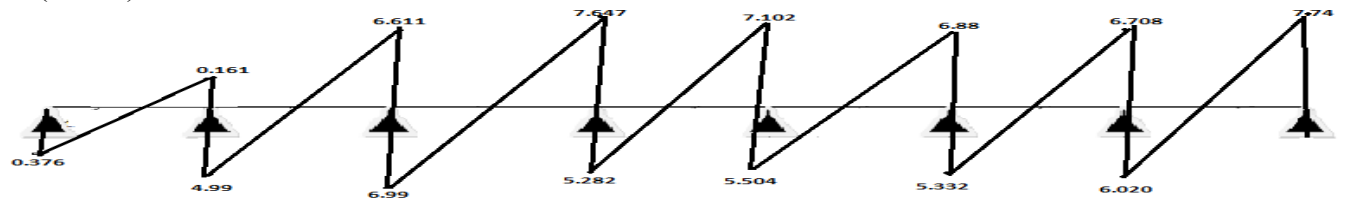


Figure 4.15. Diagramme des moments et des efforts ELU

qs	Travée	Longueur (m)	M_0	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)
----	--------	--------------	-------	--------	-------------------------	-----------------------	-----------------------

2,370	1--2	1,250	0,463	A	-0,200	-0,093	0.325
2,370	2--3	3,750	4,166	B	-0,500	-2,083	3.141
2,370	3--4	4,600	6,269	C	-0,400	-1,666	5.461
2,370	4--5	4,000	4,740	D	-0,400	-2,507	3.505
2,370	5--6	4,000	4,740	E	-0,400	-1,896	3.811
2,370	6--7	4,000	4,740	F	-0,400	-1,896	3.574
2,370	7--8	4,000	4,740	G	-0,500	-2,370	4.048
				H	-0,200	-0,948	

E.L.S :

Les Tableaux 4.6 et 4.7 présentent les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS et à l'ELS, de la poutrelle du plancher terrasse.

Tableau 4.6. Moments fléchissant ELS

Travée	Longueur (m)	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)	V_w (KN)	V_e (KN)
1--2	1,250	-0,093	0.325	-0,259	0,111
2--3	3,750	-2,083	3.141	-3,444	4,555
3--4	4,600	-1,666	5.461	-4,544	5,268
4--5	4,000	-2,507	3.505	-3,639	4,893
5--6	4,000	-1,896	3.811	-3,792	4,740
6--7	4,000	-1,896	3.574	-3,674	4,622
7--8	4,000	-2,370	4.048	-3,911	5,096

Tableau 4.7: Effort tranchant ELS

✓ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

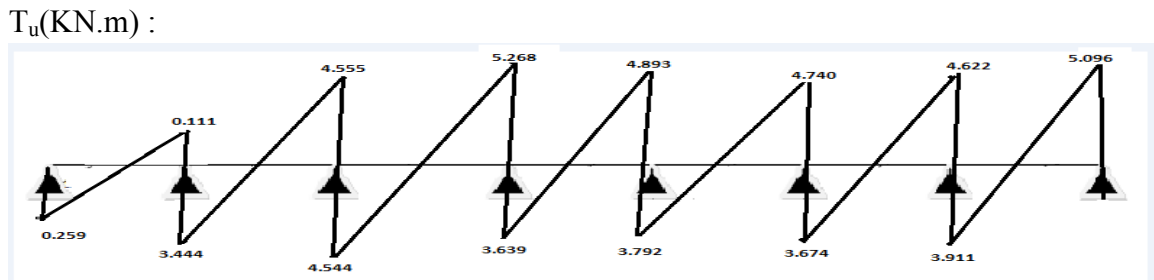
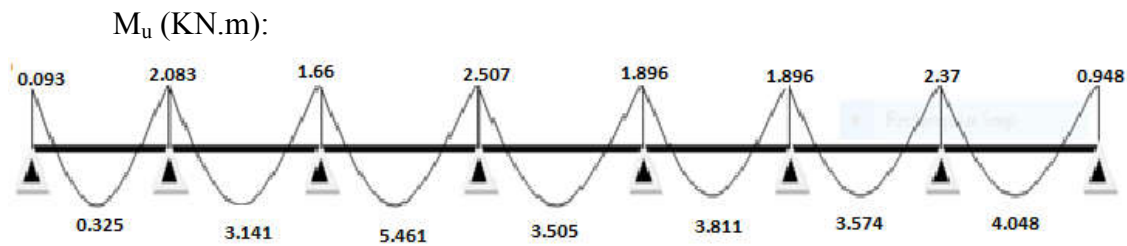


Figure 4.16. Diagramme des moments et des efforts ELS

4.3.5. Ferrailage des poutrelles

4.3.5.1. Etat limite ultime

▪ En travée : $M_u = M_t = 7.920 \text{ K N.m}$; $M_{ser} = 5.461 \text{ KN.m}$; $y = h_0$

▪ Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

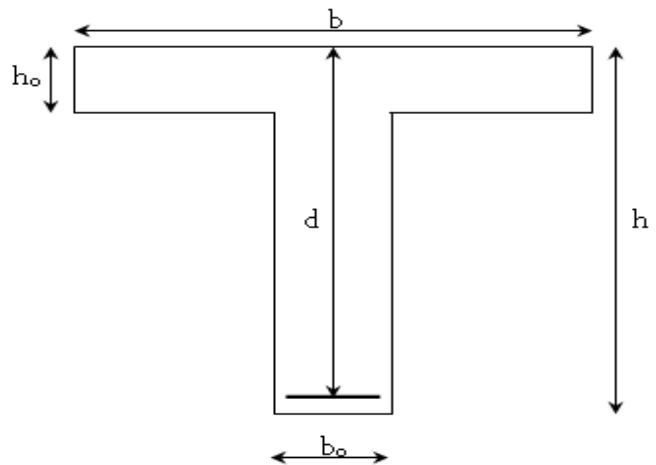
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 58.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.9 \text{ KN.m} \geq M_u = 7.92 \text{ KN.m}$$



L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.920 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.16} = 0.026$$

$$\mu_{bu} = 0.026 < 0.186 \text{ Pivot « A »}$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \cdot \gamma - 0.171$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.920}{5.461} = 1.45$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \cdot (1.45) - 0.1711 = 0.317$$

$$\mu_{bu} = 0.026 < \mu_{lu} = 0.317$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.033) = 0.1776m$$

$$Z_b = 17.76cm$$

Pivot « A » $\implies \varepsilon_s = 10\text{‰}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{7.920 \times 10^6}{177.6 \times 348} = 1.28cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 650 \times 180}{400} = 1.41cm^2$$

$$A_s = 1.28cm^2 < A_{\min} = 1.41cm^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_s)$$

$$A_s = \max(1.41; 1.28)$$

$$A_s = 1.41cm^2$$

Don le tableau de section des armatures on choisit 3T12

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :** $M_u = 3.640 \text{ KN.m}$ $M_{ser} = 2.507 \text{ KN.m}$

• Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.12 \times 0.04 \times 14.16 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 10.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 10.87 \text{ KN.m} \geq M_u = 3.640 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.640 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14.16} = 0.066$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < 0.186 \quad \text{Pivot « A »}$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \cdot \gamma - 0.171$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.05}{4.42} = 1.369$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \cdot (1.369) - 0.1711 = 0.290$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < \mu_{lu} = 0.290$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.013$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.013) = 0.1791 \text{ m}$$

$$Z_b = 17.91 \text{ cm}$$

Pivot « A » \longrightarrow $\varepsilon_s = 10\text{‰}$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{6.05 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 3.6 \times 0.12 \times 0.18}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.97 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau des sections des armatures on choisit 2T12 $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

• Efforts tranchants

$$V = T_u = 7.740 \text{ kN}$$

• Vérification de cisaillement du béton

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{7.740 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.358 \text{ MPa}$$

Valeur limite de $\tau_u \rightarrow$ fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u < \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

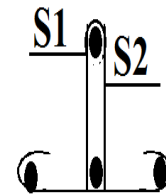
Armatures transversales Choix de Φ_t :

$$\Phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ \phi_{l \min} = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend $\Phi_t = 6\text{mm}$

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times (\pi d^2)/4 = 2 \times (3.14 \times (0.6)^2) / 4 = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\Phi 6 = 0.58 \text{ cm}^2$



- m : nombre des sections

- Espacement minimal

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj})}; 0.9 \times d; 40\text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.8 \times 235 \times 0.58}{12(0.358 - 0.3 \times 2.1)}; 0.9 \times 18, 40\text{cm} \right\} = 16.2\text{cm} \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{t\text{min}} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa} \right\} = \frac{1}{235} \left\{ \frac{0.358}{2}; 0.4\text{MPa} \right\} = 7.6 \times 10^{-4}$$

$$\rho_t = \frac{0,58}{12 \times 15} = 3.2 \times 10^{-3} > \rho_{t\text{min}} = 7.6 \times 10^{-4} \dots\dots\dots (C.V)$$

➤ **Vérification des appuis**

Appuis de rive

$$\text{Armatures longitudinales} \rightarrow A_s = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{7.740 \times 10^3}{348} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Compression du béton

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \left(0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \right)$$

$$V_u \leq 129.6 \text{ kN} \dots\dots\dots (C.V)$$

Appuis voirs de rive

Armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.740 + \frac{-3.640 \times 10^2}{0.9 \times 18}}{\frac{400}{1.5}} = -0,055 < 0 \dots \dots \dots (CV)$$

Compression du béton $\rightarrow V_u \leq 129.6Kn \dots \dots \dots (CV)$

➤ **Vérification de la liaison table et nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times C_1}{1.9 \times b \times d \times h_0} = \left(\frac{7.740 \times 26,5}{1.9 \times 65 \times 18 \times 4} \right) \times 10 = 0.23MPa < 5MPa \dots \dots \dots (CV)$$

3.3.5.2. Etat limite service

➤ **Sur Appuis :** $q_s = (G_t + Q_t) = (0.74 + 1.63) = 2.37KN/ml$

$A_s = 2.26cm^2$ $M_{ser} = 2.507KN.m$, $b_0 = 12cm$, $d = 18cm$

Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15 A_s}{b_0} \left[\sqrt{1 + \frac{b_0 \times d \times A_s}{7.5 A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2.26}{12} \left[\sqrt{1 + \frac{12 \times 18 \times 2.26}{7.5 \times 2.26^2}} - 1 \right] = 7.64cm$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{12 \times 7.64^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 7.64)^2 = 5422.24cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2.507 \times 10^3}{5422,24} = 0.46Mpa/cm$$

➤ **Calcul des contraintes maximales**

Béton comprimé $\Rightarrow \sigma_b = K \times y = 0.46 \times 7.64 = 3.51MPa$

Armatures tendues $\Rightarrow \sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times 0.46 \times (18 - 7.64) = 71.48MPa$

➤ **Vérification**

Contraintes limites de compression du béton

$$\sigma_{bc} = 3.51MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots (CV)$$

En Travée

$$M_{ser} = 5.461 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe

neutre :

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5 \times A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3.39}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 3.39}{7.5 \times 3.39^2}} - 1 \right] = 4.58 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{65 \times 4.58^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.58)^2 = 11239.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{5.461 \times 10^3}{11239.46} = 0.48 \text{ MPa / cm}$$

➤ Calcul des contraintes maximales

$$\text{Béton comprimé} \Rightarrow \sigma_b = 0.48 \times 4.58 = 2.20 \text{ MPa}$$

$$\text{Armatures tendues} \Rightarrow \sigma_s = 15 \times 0.48 \times (18 - 4.58) = 96.62 \text{ MPa}$$

➤ Vérification :

- Contraintes limites de compression du béton

$$\sigma_b = 2.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (c.v)$$

$$\sigma_s = 96.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots (c.v)$$

Pas de limite dans la contrainte de traction de l'acier.

4.3.5.3. Déformation des poutres

On doit vérifier que si :

$$1) h/L \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{460} = 0,044 < \frac{0.1 \times 5.461}{6.269} = 0.087 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

$$2) A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 65 \times 18}{400} = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

$$3) h/L \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

4) Deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h_0 \times (h - \frac{h_0}{2}) + b_0 (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2}) + 15 \times A \times (h - 2 - \frac{\phi}{2})}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + 15 \times A}$$

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.39 \times 17.7}{65 \times 4 + 16 \times 12 + 15 \times 3.39} = 14.14 \text{ cm}$$

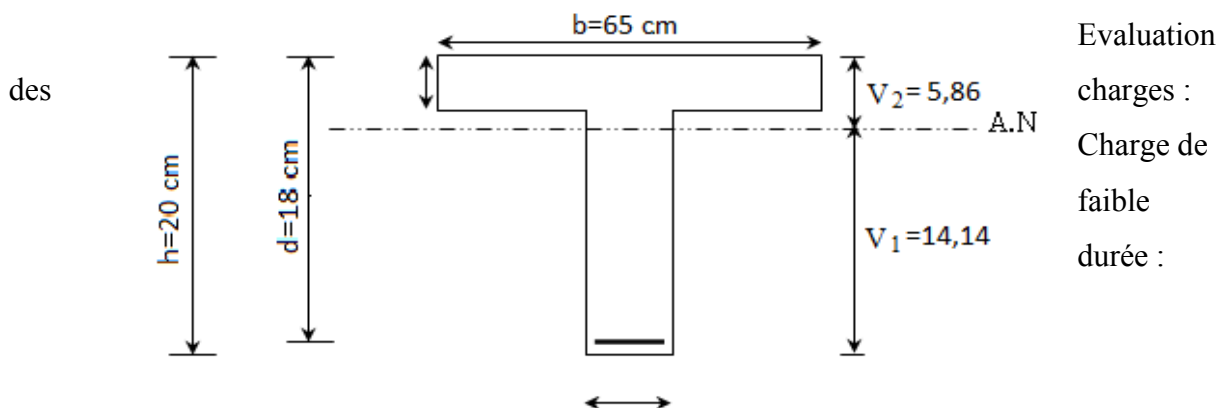
$$V_2 = h - V_1 = 20 - 14.14 = 5.86 \text{ cm}$$

5)-Moment d'inertie de la section totale

$$I_0 = \frac{b \times h_0^3}{12} + b \times h_0 (V_2 - \frac{h_0}{2})^2 + \frac{b_0 \times (h - h_0)^3}{12} + b_0 \times (h - h_0) \times \left[V_1 - \frac{(h - h_0)}{2} \right]^2 + 15 \times A_s (V_2 - 2 - \frac{1}{2})^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (5.86 - 2)^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times [14.14 - 8]^2 + 15 \times 3.39 \times (5.86 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 19942.28 \text{ cm}^4$$



$$q_i = \left(\frac{Q}{2} \right) \times b = 0.815 \times 0.65 = 0.53 \text{ KN / ml}$$

Charge de longue durée : $q_v = \left(G + \frac{Q}{2} \right) \times b = (0.74 + 0.815) \times 0.65 = 1.01 \text{ Kn / ml}$

- Calculs des moments

- Moment dû à la charge instantanée $M_i = \frac{M_s \times q_i}{q_s} = \frac{5.461 \times 0.53}{4.89} = 0.59 \text{ kN.m}$

- Moment dû à la charge différée $M_v = \frac{M_s \times q_v}{q_s} = \frac{5.461 \times 1.01}{4.89} = 1.13 \text{ kN.m}$

➤ Contraintes de traction dans les armatures

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0.59 \times 10^3}{19942.28} = 0.029 \text{ MPa / cm}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{1.13 \times 10^3}{19942.28} = 0.057 \text{ MPa / cm}$$

- Charge instantanée → $\sigma_{si} = 15 \times K_i \times (d - y) = 15 \times 0.029 \times (18 - 4.58) = 5.83 \text{ MPa}$

- Charge différée → $\sigma_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0.057 \times (18 - 4.58) = 11.47 \text{ MPa}$

➤ Evaluation des flèches

Flèches dues aux charges de longue durée

$$\mu_v = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sv} + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 11.47 + 2.1} = -0.3$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times ft_{28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0156 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 2.63$$

➤ L'inertie fissurée $I_{fv} = \frac{1.1 \times 19942.28}{1 + 2.63 \times 0.3} = 12261.88 \text{ cm}^4$

➤ Flèche Maximale de la travée $f_v = \frac{5.461 \times 10^7 \times 4.6^2}{10 \times \frac{10818.86}{3} \times 12261.88} = 0.87 \text{ cm}$

➤ Vérification de la flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_v = 0.87cm < \bar{f} = 0.92cm \dots \dots \dots (CV)$$

4.3.6-Poutrelle à 3 travées

Méthode : forfaitaire

Justification : tous les hypothèse sont vérifiées.

. Moment de flexion

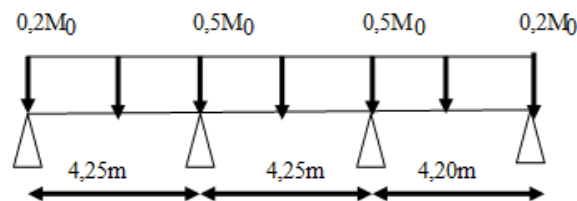


Figure4.17. Types de poutrelles étudiées

Les Tableaux 4.8 et 4.9 présentent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS, de la poutrelle du plancher terrasse.

Tableau 4.8. Moments fléchissants ELU (plancher terrasse)

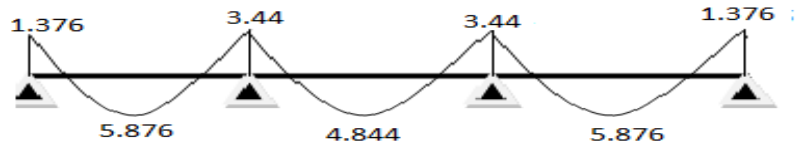
qu	Travée	Longueur (m)	M ₀	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)
3,440	1--2	4,000	6,880	A	-0,200	-1,376	5.876
3,440	2--3	4,000	6,880	B	-0,500	-3,440	4.844
3,440	3--4	4,000	6,880	C	-0,500	-3,440	5.876

Tableau 4.9.: Effort tranchant ELU

Travée	Longueur (m)	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
1--2	4,000	-1,376	5.876	-5,676	6,364
2--3	4,000	-3,440	4.844	-5,160	6,880
3--4	4,000	-3,440	5.876	-5,676	7,396

✓ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN.m):



T_u (KN.m) :

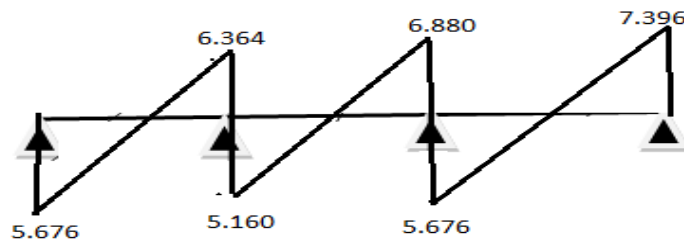


Figure 4.18. Diagramme des moments et des efforts ELU

Les Tableaux 4.10 et 4.11 présentent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS, de la poutrelle du plancher terrasse.

Tableau 4.10. Moments fléchissants ELS (plancher terrasse)

qs	Travée	Longueur (m)	M_0	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)
2,370	1--2	4,000	4,740	A	-0,200	-0,948	4.048
2,370	2--3	4,000	4,740	B	-0,500	-2,370	3.337
2,370	3--4	4,000	4,740	C	-0,500	-2,370	4.048

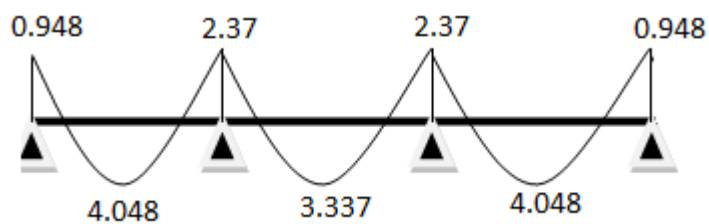
Tableau 4.11. Effort tranchant ELS

Travée	Longueur (m)	Moments	Moments	V_w (KN)	V_e (KN)
--------	--------------	---------	---------	------------	------------

		appuis (KN.m)	travée (KN.m)		
1--2	4,000	-0,948	4.048	-3,911	4,385
2--3	4,000	-2,370	3.337	-3,555	4,740
3--4	4,000	-2,370	4.048	-3,911	5,096

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_s (KN.m):



T_s (KN.m):

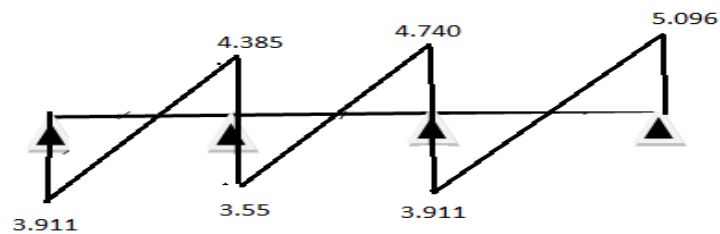


Figure 4.19. Diagramme des moments et des efforts ELS

4.3.7. Ferrailage des poutrelles

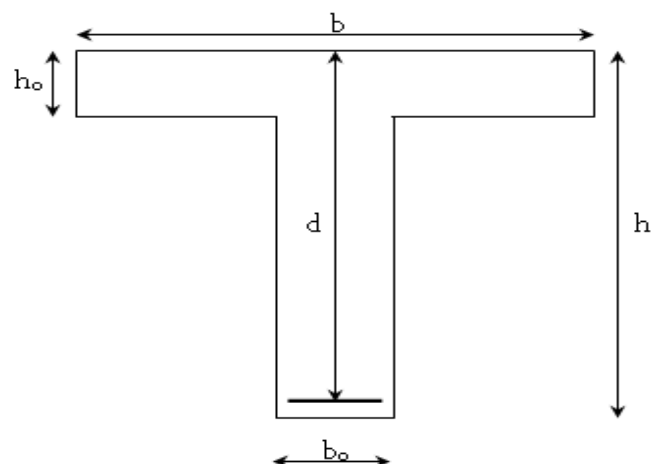
4.3.7.1. Etat limite ultime

▪ En travée : $M_u = M_t = 5.876 \text{ K N.m}$; $M_{ser} = 4.048 \text{ KN.m}$; $y = h_0$

▪ Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$



$$d=0.9h=0.9 \times 20=18\text{cm}$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 58.9\text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.9\text{KN.m} \geq M_u = 5.876\text{KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$)

Tableau 4.12. Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm^2)	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	Z_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
5.876	0.019	Oui	0	0.024	17.82	Oui	10‰	348	0.95

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 0.95\text{cm}^2 ; 1.41\text{cm}^2 \} = 1.41\text{cm}^2$$

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

➤ **Sur appuis :** $M_u = 3.44\text{KN.m}$ $M_{ser} = 2.37\text{KN.m}$

- Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58.9\text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.9\text{KN.m} \geq M_u = 3.44\text{KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Tableau 4.13. Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appui

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_{s'}$ (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	Z_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
3.44	0.062	Oui	0	0.08	17.42	Oui	10‰	348	0.57

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26cm^2$$

$$A_s = \text{Max}\{0.57cm^2; 0.26cm^2\} = 0.57cm^2$$

Choix : 2T12 ($A_s = 2.26cm^2$)

• Efforts tranchants

$$V = T_u = 7.396KN$$

• Vérification de cisaillement du béton

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{7.396 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.34MPa$$

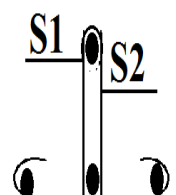
Valeur limite de $\tau_u \rightarrow$ fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u < \min(0.13 f_{c28}; 5 MPa)$$

$$\tau_u < 3.25 MPa \quad (C.V)$$

Armatures transversales Choix de Φ_t :

$$\Phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5.71mm \\ \frac{b}{10} = \frac{120}{10} = 12mm \\ \phi_{\min} = 10mm \end{cases}$$



On prend $\Phi_t = 6\text{mm}$

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times (\pi d^2)/4 = 2 \times (3.14 \times (0.6)^2) / 4 = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\Phi 6 = 0.58 \text{ cm}^2$

- m : nombre des sections

- Espacement minimal

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj})}; 0.9 \times d; 40\text{cm} \right\} S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.8 \times 235 \times 0.58}{12(0.34 - 0.3 \times 2.1)}; 0.9 \times 18,40\text{cm} \right\} = 16.2\text{cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{t\text{min}} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa} \right\} = \frac{1}{235} \left\{ \frac{0.34}{2}; 0.4\text{MPa} \right\} = 1.70 \times 10^{-3}$$

$$\rho_t = \frac{0,58}{12 \times 15} = 3.2 \times 10^{-3} > \rho_{t\text{min}} = 1.7 \times 10^{-3} \dots\dots\dots (C.V)$$

➤ **Vérification des appuis**

Appuis de rive

$$\text{Armatures longitudinales} \rightarrow A_s = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{7.396 \times 10^3}{348} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Compression du béton

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = (0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12)$$

$$V_u \leq 129.6 \text{ kN} \dots\dots\dots (C.V)$$

Appuis voirs de rive

Armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.396 + \frac{-3.44 \times 10^2}{0.9 \times 18}}{\frac{400}{1.5}} = -0,052 < 0 \dots \dots \dots (CV)$$

Compression du béton → $V_u \leq 129.6Kn \dots \dots \dots (CV)$

➤ **Vérification de la liaison table et nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times C_1}{1.9 \times b \times d \times h_0} = \left(\frac{7.396 \times 26,5}{1.9 \times 65 \times 18 \times 4} \right) \times 10 = 0.22MPa < 5MPa \dots \dots \dots (CV)$$

4.3.7.2. Etat limite service

Tableau 4.14: Vérification de la liaison table et nervure à ELS

	M _{ser} (KN.M)	A _s (c m ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K	σ _b MPa	σ _s MPa	σ _{bc} MPa	σ _s MPa	CV
Appuis	2.37	2.26	7.64	5422.24	0.43	3.28	66.82	15	348	O K
Travée	4.048	3.39	4.58	11239.46	0.36	1.65	72.47	15	348	O K

4.3.7.3. Déformation des poutres

On doit vérifier que si :

$$1) h/L \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{0.1 \times 4.048}{4.740} = 0.08 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

$$2) A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 65 \times 18}{400} = 2.26cm^2 \dots \dots \dots (CV)$$

$$3) h/L \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

Position du centre de gravité et Moment d'inertie de la section totale

Tableau 4.15: calcul de flèche Position du centre de gravité et Moment d'inertie de la section totale

$V_1(\text{cm})$	$V_2(\text{cm})$	$I_0(\text{cm}^4)$
14.14	5.86	19942.28

Evaluation des charges :

$$\text{Charge de faible durée : } q_i = \left(\frac{Q}{2}\right) \times b = 0.815 \times 0.65 = 0.53 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Charge de longue durée : } q_v = \left(G + \frac{Q}{2}\right) \times b = (0.74 + 0.815) \times 0.65 = 1.01 \text{ Kn / ml}$$

- Calculs des moments

$$\text{- Moment dû à la charge instantanée } M_i = \frac{M_s \times q_i}{q_s} = \frac{4.048 \times 0.53}{4.89} = 0.44 \text{ kN .m}$$

$$\text{- Moment dû à la charge différée } M_v = \frac{M_s \times q_v}{q_s} = \frac{4.048 \times 1.01}{4.89} = 0.84 \text{ kN .m}$$

➤ Contraintes de traction dans les armatures

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0.44 \times 10^3}{19942.28} = 0.022 \text{ MPa /cm}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{0.84 \times 10^3}{19942.28} = 0.042 \text{ MPa /cm}$$

$$\text{- Charge instantanée} \rightarrow \sigma_{si} = 15 \times K_i \times (d - y) = 15 \times 0.022 \times (18 - 4.58) = 4.43 \text{ MPa}$$

$$\text{- Charge différée} \rightarrow \sigma_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0.042 \times (18 - 4.58) = 8.45 \text{ MPa}$$

Tableau 4.16: Evaluation des flèches

Flèches due aux charges instantanées					Flèches dues aux charges de longue durée			
ρ	λ_i	μ_i	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$f_i(\text{cm})$	μ_i	λ_i	$I_{fv}(\text{cm}^4)$	$f_v(\text{cm})$

0.0156	2.63	-0.55	8966.48	0.18	0.39	2.63	10829.1	0.44
--------	------	-------	---------	------	------	------	---------	------

➤ **Vérification de la flèche admissible**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 0.44 - 0.18 = 0.28MPa < \bar{f} = 0.8MPa \dots\dots\dots (CV)$$

4.3.8-Poutrelle à 2 travées

Méthode : forfaitaire

Justification : tous les hypothèse sont vérifiées.

. Moment de flexion

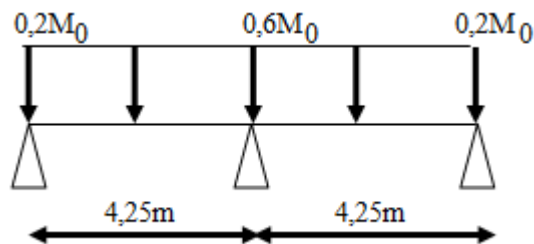


Figure4.20. Types de poutrelles étudiées

Les Tableaux 4.17 et 4.18présentent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle du plancher terrasse.

Tableau 4.17.Moments fléchissants ELU (plancher terrasse)

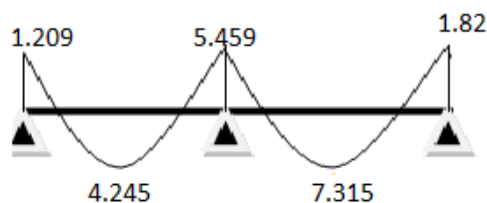
qu	Travée	Longueur (m)	M ₀	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)
3,440	1--2	3.75	6,047	A	-0,200	-1,209	4.245
3,440	2--3	4,60	9,099	B	-0,500	-5,459	7.315

Tableau 4.18.Effort tranchant ELU

Travée	Longueur (m)	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)	V_w (KN)	V_e (KN)
1--2	3.75	-1,209	4.245	-4,672	5,317
2--3	4,60	-5,459	7.315	-6,330	8,703

✓ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN.m):



T_u (KN.m) :

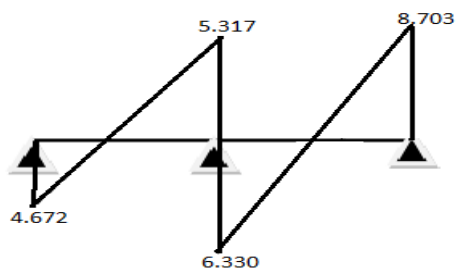


Figure 4.21. Diagramme des moments et des efforts ELU

Les Tableaux 4.19 et 4.20 présentent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS, de la poutrelle du plancher terrasse.

Tableau 4.19. Moments fléchissants ELS (plancher terrasse)

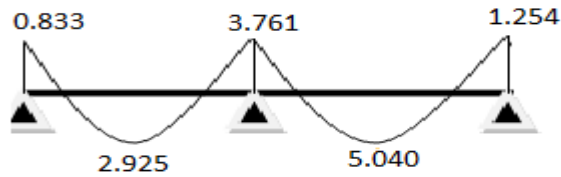
qs	Travée	Longueur (m)	M_0	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)
2,370	1--2	3.75	4,166	A	-0,200	-0,833	2.925
2,370	2--3	4,60	6,269	B	-0,500	-3,761	5.040

Tableau 4.20.Effort tranchant ELS

Travée	Longueur (m)	Moments appuis (KN.m)	Moments travée (KN.m)	V_w (KN)	V_e (KN)
1--2	3.75	-0,833	2.925	-3,219	3,663
2--3	4,60	-3,761	5.040	-4,361	5,996

✓ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_s (KN.m)



T (KN)

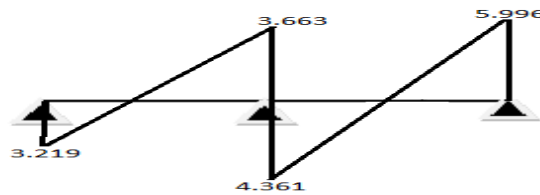


Figure 4.22. Diagramme des moments et des efforts ELU

4.3.9. Ferrailage des poutrelles

4.3.9.1. Etat limite ultime

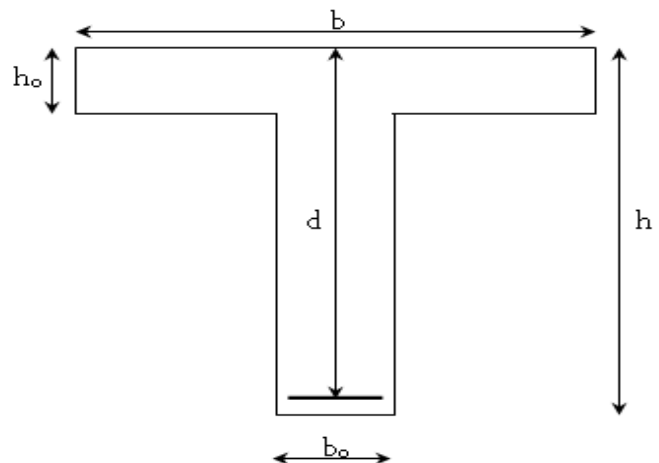
▪ En travée : $M_u = M_t = 7.315 \text{ K N.m}$; $M_{ser} = 5.040 \text{ KN.m}$; $y = h_0$

▪ Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$



$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 58.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.9 \text{ KN.m} \geq M_u = 7.315 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (b×h)

Tableau 4.21. Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	Zs	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
7.315	0.024	Oui	0	0.03	17.78	Oui	10‰	348	1.18

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1.18 \text{ cm}^2 ; 1.41 \text{ cm}^2 \} = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Sur appuis :** $M_u = 5.459 \text{ KN.m}$ $M_{ser} = 3.761 \text{ KN.m}$

• Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.12 \times 0.04 \times 14.16 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 10.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 10.87 \text{ KN.m} \geq M_u = 5.459 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (b₀×h)

Tableau 4.22. Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appui

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm^2)	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	Z_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
5.459	0.099	Oui	0	0.13	17.06	Oui	10‰	348	0.91

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{0.91\text{cm}^2; 0.26\text{cm}^2\} = 0.91\text{cm}^2$$

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

• Efforts tranchants

$$V = T_u = 8.703\text{KN}$$

• Vérification de cisaillement du béton

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{8.703 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.40\text{MPa}$$

Valeur limite de $\tau_u \rightarrow$ fissuration non préjudiciable :

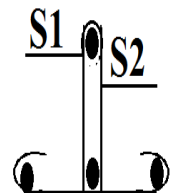
$$\tau_u < \min(0.13 f_{c28}; 5\text{ MPa})$$

$$\tau_u < 3.25\text{MPa} \quad (\text{C.V})$$

Armatures transversales Choix de Φ_t :

$$\Phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5.71\text{mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{mm} \\ \phi_{l\min} = 10\text{mm} \end{cases}$$

On prend $\Phi_t = 6\text{mm}$



$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times (\pi d^2)/4 = 2 \times (3.14 \times (0.6)^2) / 4 = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\Phi6 = 0.58 \text{ cm}^2$$

- m : nombre des sections

- Espacement minimal

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj})}; 0.9 \times d; 40 \text{ cm} \right\} S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.8 \times 235 \times 0.58}{12(0.66 - 0.3 \times 3.6)}; 0.9 \times 18,40 \text{ cm} \right\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{t \min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{235} \left\{ \frac{0.40}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 1.70 \times 10^{-3}$$

$$\rho_t = \frac{0,58}{12 \times 15} = 3.2 \times 10^{-3} > \rho_{t \min} = 1.7 \times 10^{-3} \dots\dots\dots (C.V)$$

➤ **Vérification des appuis**

Appuis de rive

$$\text{Armatures longitudinales} \rightarrow A_s = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{8.703 \times 10^3}{348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

Compression du béton

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \left(0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \right)$$

$$V_u \leq 129.6 \text{ kN} \dots\dots\dots (C.V)$$

Appuis voirs de rive

Armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.703 + \frac{-5.459 \times 10^2}{0.9 \times 18}}{\frac{400}{1.5}} = -0,09 < 0 \dots\dots\dots (C.V)$$

Compression du béton $\rightarrow V_u \leq 129.6Kn \dots \dots \dots (CV)$

➤ **Vérification de la liaison table et nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times C_1}{1.9 \times b \times d \times h_0} = \left(\frac{8.703 \times 26,5}{1.9 \times 65 \times 18 \times 4} \right) \times 10 = 0.25MPa < 5MPa \dots \dots \dots (CV)$$

4.3.9.2. Etat limite service

Tableau 4.23: Vérification de la liaison table et nervure à ELS

	M _{ser} (KN. M)	A _s (c m)	Y (cm)	I (cm ²)	K	σ _b MPa	σ _s MPa	σ _{bc} MPa	σ _s MPa	CV
Appuis	3.761	2.26	7.6 4	5422.2 4	0.69	5.27	107.23	15	348	O K
Travée	5.040	3.39	4.5 8	11239. 46	0.45	2.06	90.58	15	348	O K

4.3.9.3. Déformation des poutres

On doit vérifier que si :

$$1) h/L \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{460} = 0,043 < \frac{0.1 \times 5.040}{6.269} = 0.080 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

$$2) A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 65 \times 18}{400} = 2.26cm^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

$$3) h/L \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

Position du centre de gravité et Moment d'inertie de la section totale

Tableau 4.24: calcul de flèche Position du centre de gravité et Moment d'inertie de la section totale

V ₁ (cm)	V ₂ (cm)	I ₀ (cm ⁴)
---------------------	---------------------	-----------------------------------

14.14	5.86	19942.28
-------	------	----------

Evaluation des charges :

$$\text{Charge de faible durée : } q_i = \left(\frac{Q}{2}\right) \times b = 0.815 \times 0.65 = 0.53 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Charge de longue durée : } q_v = \left(G + \frac{Q}{2}\right) \times b = (0.74 + 0.815) \times 0.65 = 1.01 \text{ Kn / ml}$$

• Calculs des moments

$$\text{- Moment dû à la charge instantanée } M_i = \frac{M_s \times q_i}{q_s} = \frac{5.040 \times 0.53}{4.89} = 0.54 \text{ kN .m}$$

$$\text{- Moment dû à la charge différée } M_v = \frac{M_s \times q_v}{q_s} = \frac{5.040 \times 1.01}{4.89} = 1.04 \text{ kN .m}$$

➤ Contraintes de traction dans les armatures

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0,54 \times 10^3}{19942.28} = 0.027 \text{ MPa /cm}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{1.04 \times 10^3}{19942.28} = 0.052 \text{ MPa /cm}$$

$$\text{-Charge instantanée} \rightarrow \sigma_{si} = 15 \times K_i \times (d - y) = 15 \times 0.027 \times (18 - 4.58) = 5.43 \text{ MPa}$$

$$\text{- Charge différée} \rightarrow \sigma_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0.052 \times (18 - 4.58) = 10.47 \text{ MPa}$$

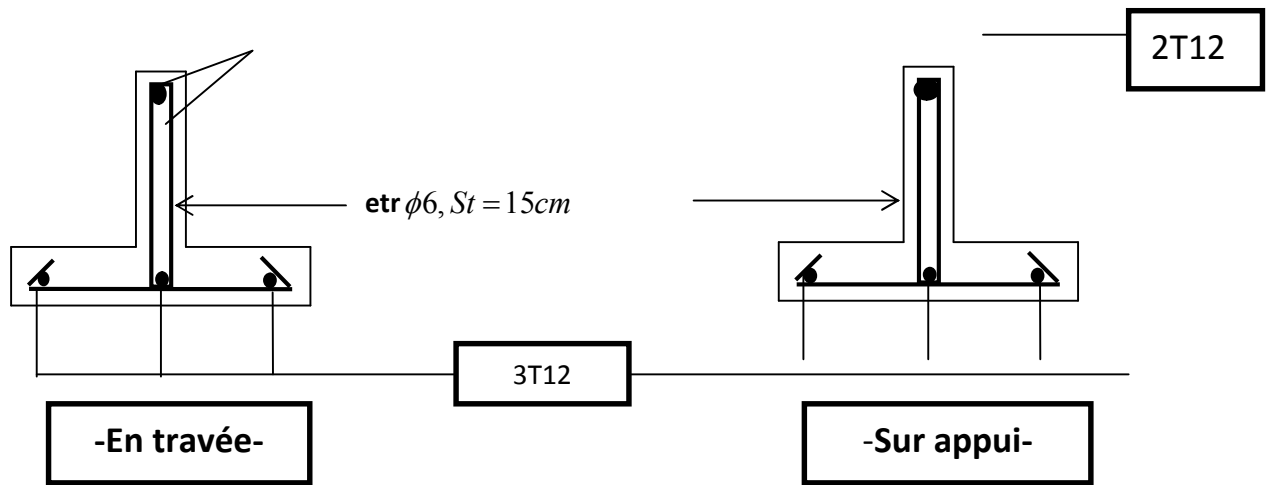
Tableau 4.25: Evaluation des flèches

Flèches due aux charges instantanées					Flèches dues aux charges de longue durée			
ρ	λ_i	μ_i	$I_{fi} (cm^4)$	$f_i (cm)$	μ_v	λ_v	$I_{fv} (cm^4)$	$f_v (cm)$
0.0156	2.63	-0.5	9475.81	0.27	0.33	2.63	11743.94	0.67

➤ Vérification de la flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92cm$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 0.67 - 0.27 = 0.4MPa < \bar{f} = 0.92MPa \dots\dots\dots(CV)$$



Annexe D- Ferrailage des escaliers

Dans ce type d'escalier, l'épaisseur de la paillasse est constante pour toutes les volées.

Tableau 3.5. Dimension de la volée

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)
18	17	30	17	18

3.5.3. Evaluation des charges

Les Tableaux 3.8 et 3.9 donnent les charges permanentes et les surcharges de palier et de la volée de notre escalier **Tableau 3.8. Charges permanente et surcharge de volée**

Tableau 3.9. Charges permanente et surcharge de la volée

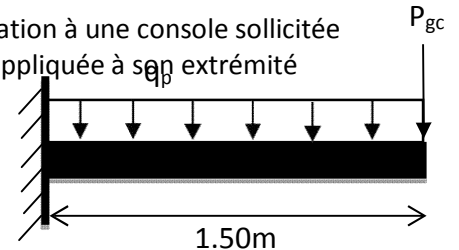
Elément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	25	0.18/cos25.85	5.00	2.50
marche	22	0.17/2	1.87	
Revêtement	22	0.02	0.44	
mortier de pose	20	0.02	0.4	
enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
garde de corps	/	/	0.6	
Σ	/	/	8.46	

Le Tableau 3.10 présente les combinaisons des charges et surcharges de la volée et des paliers, à l'ELU et à l'ELS.

Tableau 3.10. Combinaison des charges et surcharges

	Volée
Etat limite ultime	15.17KN /ml
Etat limite de service	10.96KN /ml

Le calcul de cette partie de l'escalier se fait à la flexion simple par assimilation à une console sollicitée par des charges uniformément réparties et une charge concentrée (P_{gc}) appliquée à son extrémité (garde de corps).



- **Evaluation des charges sur le palier :**

$$G=8.46\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$Q_{ult}=15.17\text{KN/ml}$$

$$Q_{ser}=11.13\text{KN/ml}$$

$$M_u = -\left(q_u \cdot l^2 \right) / 2 - p_{gc} \cdot l = -19.25\text{KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot l + P_{gc} = 16.63\text{KN}$$

- **Calcul de la section d'armatures :**

Les résultats de calcul est résumés dans le tableau suivant :

➤ Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

M_u (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2)	A adoptée (cm^2/ml)	St (cm)
-19.25	0.052	0.067	0.157	3.52	1.95	4HA12=4.53	20

Tab III.67. Section d'armatures de la deuxième volée.

➤ Pour $f_{c28}=50\text{MPa}$

M_u (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2)	A adoptée (cm^2/ml)	St (cm)
-19.25	0.026	0.033	0.159	3.47	3.35	4HA12=4.53	20

Tab III.67. Section d'armatures de la deuxième volée.

- **Armatures de répartition**

- En travée : $A_r = (A_t / 4) = 1.13\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification des espacements**

- Armatures principales : $St = 20 < \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{cm}$... **Condition vérifiée.**

- Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{cm}$... **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$V_u=16.63 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_v \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.10 \text{ MPa} \leq \tau_v = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour $f_{c28}=50\text{MPa}$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.10 \text{ MPa} \leq \tau_v = 2.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

$$M_s = - (q_s \cdot l^2) / 2 - p_{gc} \cdot l = -14.71 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \cdot Y \leq 15$ (MPa)	Observation
-14.71	4.53	4.06	12245.22	4.87 < 15	Vérifiée

Tab III.68. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

Pour $f_{c28}=50\text{MPa}$

M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \cdot Y \leq 30$ (MPa)	Observation
-14.71	4.53	4.06	12245.22	4.87 < 30	Vérifiée

Tab III.68. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

- **Schéma de ferrailage :**

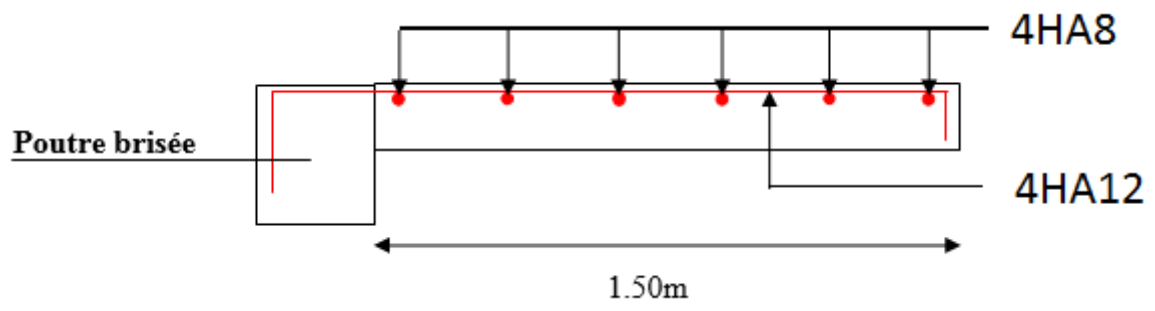


Fig. III.38. Schéma de ferrailage de la deuxième volée.

Annexe F- Ferrailage des voiles

5.3.4.4. Ferrailage des voiles

Les voiles sont ferrailés par la combinaison : $0.8G \pm E$

5.3.4.4.1. Premier type - voile en L (BO)

- Vérification de la contrainte de compression sous $(G+Q \pm E)$

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

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

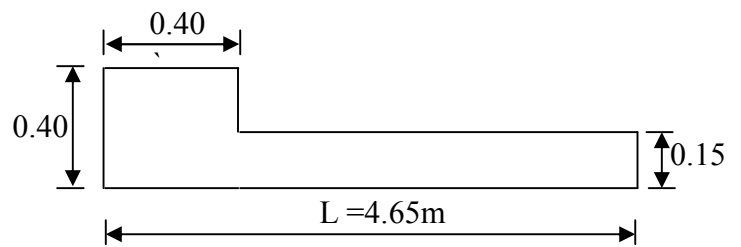


Figure 5.7. Vue en plan du voile plein en L en BO

Avec:

$$A = 0.797 \text{ m}^2$$

$$V = 2.59\text{m}$$

$$V' = 2.06\text{m}$$

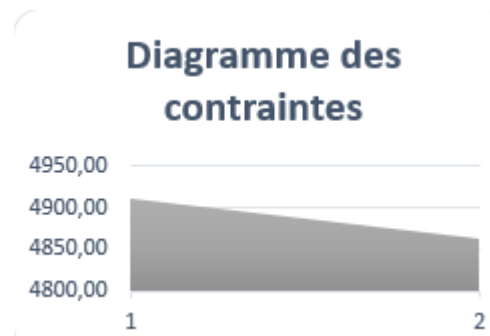
$$I = 1.65 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$N = 3893.24 \text{ KN}$$

$$M = 3395.76 \text{ KN.m}$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{3893.24}{0.797} + \frac{3395.76 \times 2.59}{1.65 \times 10^8} \right] \times 0.001 = 4.91 \text{ MPa} \quad \sigma_2 = \left[\frac{3893.24}{0.797} - \frac{3395.76 \times 2.59}{1.65 \times 10^8} \right] \times 0.001 = 4.86 \text{ MPa}$$



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

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

$$N = 3633.34 \text{ KN}$$

$$M = 2242.24 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{3633.34}{0.797} + \frac{2242.24}{1.65 \times 10^8} \right] \cdot 10^{-3} = 4.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 4.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Longueur de la zone tendue**

$$X = 4.65 \text{ m}$$

X : la longueur de la zone tendue.

- **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\Delta \sigma = \sigma_1 - \sigma_2 = 0.05$$

- $$\sigma_3 = \frac{\Delta \sigma (L - b)}{X} + \sigma_2 = \frac{0.05 \times (4.65 - 0.40)}{4.65} + 4.86 = 4.90 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures verticales**

La force de traction résultante :

-Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{4.86 + 4.90}{2} \right) .0.40 \times 0.40 \times 10^3 = 780.8KN$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{780800}{400} = 19.52cm^2$$

-Tronçon BC :

$$F_2 \frac{1}{2} .\sigma_3 (X - b).a = \frac{1}{2} 4.90 \times (4.65 - 0.4) \times 0.15 \times 10^3 = 1561.87KN$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{1561.67 * 10^3}{400} = 39.04cm^2$$

$$A_t = 39.04 + 19.52 = 58.56cm^2$$

• **Calcul d'Avj :** On a : 1

$$A_{vj} = 1.1. \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1. \frac{1.4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 593.65 \times 10^3}{400} \times \frac{4.65}{4.65} = 22.85cm^2$$

• **Section total d'armature** $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 35.40 + 22.85 = 58.25cm^2$

D'après le RPA 2003 :(1)

$$A_{Total} = 58.25cm^2 > A_{min} = 0.2\% .a..L = 0.2\% \times 0.15 \times 4.65 \times 10^4 = 13.95 cm^2 \dots CV$$

Détermination des armatures horizontales

• **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = \frac{1.4.V}{a.0.9L} = \frac{1.4 \times 593.65 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 4650} = 1.32MPa$$

$$\tau_b = 1.32MPa < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

• **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1.32MPa > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.625MPa (1)$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot l_m = 0.25\% \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(6T10) = 9.42 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

• **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1.5a = 22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

• **Choix d'armature**

Le poteau : on prend $A_p = 8T16 = 16.09 \text{ cm}^2$.

La zone voile : $\{A_{v_{poteau}} = 2(5T16) = 20.13 \text{ cm}^2$ $S_v = 10 \text{ cm}$.

La zone courante : $A_c = 2(10T16) = 40.22 \text{ cm}^2$. $S_c = 25 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

$$A_c \geq 0.2\% \cdot a \cdot l = 0.2\% \times 0.15 \times 4.65 \cdot 10^4 = 13.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(C)$$

5.3.4.4.1. Premier type - voile en L (BHP)

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

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

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

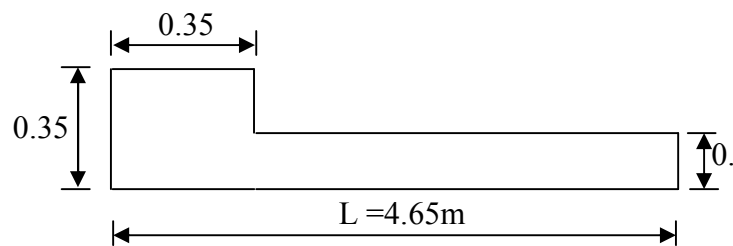


Figure 5.9. Vue en plan du voile plein en L en BHP

Avec:

$$A = 0.7425 \text{ m}^2$$

$$V = 2.457 \text{ m}$$

$$V' = 2.193 \text{ m}$$

$$I = 1.55 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$N = 3735.94 \text{ KN}$$

$$M = 4002.09 \text{KN.m}$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{3735.94}{0.742} + \frac{4002.09 \times 2.457}{1.55 \times 10^8} \right] \times 0.001 = 5.04 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{3735.94}{0.742} - \frac{4002.09 \times 2.457}{1.55 \times 10^8} \right] \times 0.001 = 4.96 \text{MPa}$$

Diagramme des contraintes



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

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

$$N = 2364.59 \text{KN}$$

$$M = 3530.67 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2364.59}{0.742} + \frac{3530.67}{1.55 \times 10^8} \right] \cdot 10^{-3} = 3.18 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 3.18 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 30 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- **Longueur de la zone tendue**

$$X = 4.65 \text{m}$$

X : la longueur de la zone tendue.

- **Calcul de la contrainte σ_3**

- $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_2 = 0.08$

- $$\sigma_3 = \frac{\Delta\sigma(L-b)}{X} + \sigma_2 = \frac{0.08 \times (4.65 - 0.35)}{4.65} + 4.96 = 5.03 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures verticales**

La force de traction résultante :

-Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{4.96 + 5.03}{2} \right) \cdot 0.35 \times 0.35 \times 10^3 = 6118.87 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{6118870}{400} = 15.29 \text{ cm}^2$$

-Tronçon BC :

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \cdot 5.03 \times (4.65 - 0.35) \times 0.15 \times 10^3 = 1622.17 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{16221740 \cdot 10^3}{400} = 40.55 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 55.84 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'Avj : On a : 1**

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \cdot \frac{1.4V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 599.11 \times 10^3}{400} \times \frac{4.65}{4.65} = 23.06 \text{ cm}^2$$

- **Section total d'armature** $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 40.55 + 23.06 = 63.61 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :(1)

$$A_{Total} = 63.61 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot L = 0.2\% \times 0.15 \times 4.65 \times 10^4 = 13.95 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

Détermination des armatures horizontales

- **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4V}{a \cdot 0.9L} = \frac{1.4 \times 599.11 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 4650} = 1.34 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.34 \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 10 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1.34 \text{MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \text{ (1)}$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot l = 0.25\% \times 15 \times 100 = 3.75 \text{cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(6T10) = 9.42 \text{cm}^2$ $S_h = 25 \text{cm}$

D'après le RPA 2003 (1)

$$A_{\min} = 0.2\% \cdot a \cdot l = 0.2\% \cdot 0.15 \times 4.65 \times 10^4 = 13.95 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{Total}} = 29.67 \text{cm}^2 > A_{\min} = 13.95 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1.5a = 22.5 \text{cm}; 30 \text{cm}) = 20 \text{cm}$$

- **Choix d'armature**

Le poteau : on prend $A_p = 8T14 = 16.09 \text{cm}^2$.

La zone voile : $\{A_{v_{\text{poteau}}} = 2(4T16) = 16.1 \text{cm}^2$ $S_v = 10 \text{cm}$.

La zone courante : $A_c = 2(11T16) = 44.26 \text{cm}^2$. $S_c = 25 \text{cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

$$A_c \geq 0.2\% \cdot a \cdot l = 0.2\% \times 0.15 \times 4.65 \cdot 10^4 = 13.95 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{(C)}$$

5.3.4.4.2. 2^{ème} Type- Voile plein en U (BO)

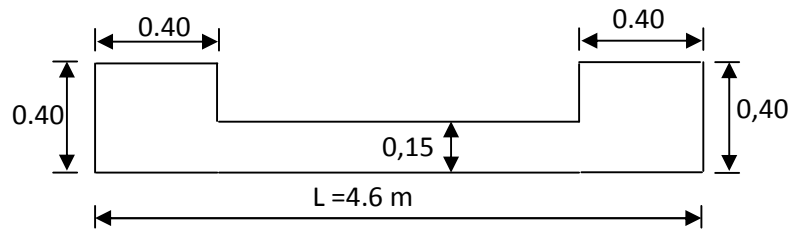


Figure 5.11. Vue en plan du voile plein en U en BO

$$A = 8900\text{cm}^2$$

$$V = 2.3\text{m}$$

$$V' = 2.3\text{m}$$

$$I = 2.10 \cdot 10^8 \text{cm}^4$$

$$N = 3458.67\text{KN}$$

$$M = 6034.93\text{KN.m}$$

$$T = 614.62\text{KN}$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = 10.4\text{MPa}$$

Diagramme des contraintes



$$\sigma_2 = -2.7\text{MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent, donc la section est partiellement comprimée.

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

$$N = 3458.67\text{KN}$$

$$M = 7031.35\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{3458.67}{0.89} + \frac{7031.35 \times 2.3}{2.1} \right] \times 10^{-3} = 11.58 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 11.78 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

• **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2.7}{2.7 + 10.4} \times 4.6 = 0.948 \text{m}$$

$$Y = L - X = 4.6 - 0.948 = 3.65 \text{m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

• **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = -1.56 \text{MPa}$$

Détermination des armatures verticales

- **Tronçon AB** : la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{2.7 + 1.56}{2} \right) \cdot 0.40 \times 0.40 \times 10^3 = 340.80 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{340800}{400} = 8.52 \text{cm}^2$$

- **Tronçon BC** :

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 1.56 \times (0.948 - 0.40) \times 0.15 \times 10^3 = 641.16 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{641160}{400} = 16.02 \text{cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 8.52 + 16.02$$

$$A_t = 24.54 \text{cm}^2$$

Calcul d'Avj On a :

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \cdot \frac{1.4V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 614.62 \times 10^3}{400} \times \frac{0.948}{4.6} = 4.87 \text{ cm}^2$$

- **Section total d'armature** $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 24.54 + 4.87 = 29.41 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :(1)

$$A_{Total} = 32.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \cdot 0.15 \times 0.948 \times 10^4 = 2.84 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des armatures horizontales**

- **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4V}{a \cdot 0.9L} = \frac{1.4 \times 614.62 \times 10}{0.15 \times 0.9 \times 460} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1.38 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa (1)}$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot 1m = 0.25\% \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = (6T10) = 4.71 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

- **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1.5a = 30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

- **Choix d'armature**

Les poteaux : $8T16 = 16.09 \text{ cm}^2$

La zone poteau-voile : $2(3T14) = 9.24 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.

La zone courante : $2(6T16) = 18.48 \text{ cm}^2$; $S_c = 22 \text{ cm}$

N.B : pour l'ensemble des voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

.3.4.4.2. 2^{ème} Type- Voile plein en U (Axe A)(BHP)

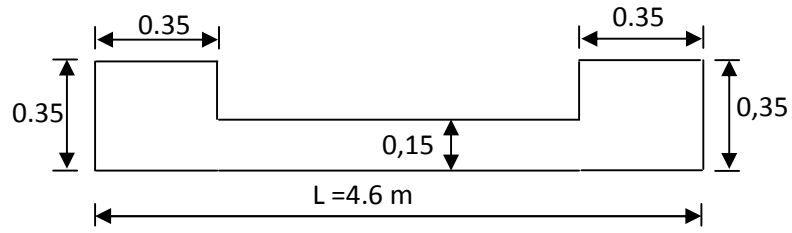


Figure 5.13. Vue en plan du voile plein en U en BHP

$$A = 7800\text{cm}^2$$

$$V = 2.3\text{m}$$

$$V' = 2.3\text{m}$$

$$I = 1.633 \cdot 10^8 \text{cm}^4$$

$$N = 3459.91\text{KN}$$

$$M = 5197.66\text{KN.m}$$

$$T = 619.66\text{KN}$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{3459.91}{0.78} + \frac{5197.66 \times 2.3}{1.633 \times 10^8} \right] \times 0.001 = 4.5\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{3459.91}{0.78} - \frac{5197.66 \times 2.3}{1.633 \times 10^8} \right] \times 0.001 = 4.3\text{MPa}$$

Diagramme des contraintes



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

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

$$N = 3531.43 \text{KN}$$

$$M = 7038.81 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{3531.43}{0.78} + \frac{7038.81}{1.633 \cdot 10^8} \right] \cdot 10^{-3} = 4.58 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 4.58 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 30 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- **Longueur de la zone tendue**

$$X = 4.6 \text{m}$$

X : la longueur de la zone tendue.

- **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\Delta \sigma = \sigma_1 - \sigma_2 = 0.2$$

$$\sigma_3 = \frac{\Delta \sigma (L - b)}{X} + \sigma_2 = \frac{0.2 \times (4.6 - 0.35)}{4.6} = 4.48 \text{MPa}$$

- **Détermination des armatures verticales**

La force de traction résultante :

Tronçon AB

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{4.3 + 4.48}{2} \right) \cdot 0.35 \times 0.35 \times 10^3 = 537.775 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{537.775 \cdot 10^3}{400} = 13.44 \text{cm}^2$$

Tronçon BC

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \cdot 4.48 \times (4.6 - 0.35) \times 0.15 \times 10^3 = 1428 \text{KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1428 \cdot 10^3}{400} = 35.70 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 13.44 + 35.70 = 49.14 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'Avj :**

On a :

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \cdot \frac{1.4V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 619.66 \times 10^3}{400} \times \frac{4.6}{4.6} = 23.85 \text{ cm}^2$$

- **Section total d'armature** $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 23.85 + 31.63 = 55.48 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :(1)

$$A_{Total} = 55.48 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot L = 0.2\% \times 0.15 \times 4.6 \times 10^4 = 13.8 \text{ cm}^2 \dots CV$$

Détermination des armatures horizontales

- **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4V}{a \cdot 0.9L} = \frac{1.4 \times 619.66 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 4600} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 10 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1.53 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{ (1)}$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot 1m = 0.25\% \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(6T10) = 9.42 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

- **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1.5a = 22.5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

- **Choix d'armature**

Le poteau : on prend $A_p = 8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$.

La zone voile : $\{A_{v_{poteau}} = 2(4T16) = 16.1 \text{ cm}^2 \quad S_v = 10 \text{ cm}.$

La zone courante : $A_c = 2(9T16) = 36.2 \text{ cm}^2. \quad S_c = 25 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

$$A_c \geq 0.2\% . al = 0.2\% \times 0.15 \times 4.6 \cdot 10^4 = 13.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(C)$$

N.B : pour l'ensemble des voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

Ferraillage des linteaux

- **Exemple de calcul**

- Caractéristiques géométriques de linteau :

$$e = 0.20 \text{ m} \quad , \quad h = 1.66 \text{ m} \quad , \quad d = 0.9h = 1.50 \text{ m} \quad , \quad b_0 = 1.20 \text{ m}$$

- Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel Etabs on a :

$$M = 190.297 \text{ KN.m}$$

$$V = 326.40 \text{ KN}$$

- Majoration des sollicitations :

Effort tranchant :

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

$$\bar{V} = 1.43326.4 = 456.96 \text{ KN (BO)}$$

$$\bar{V} = 1.43351.61 = 492.25 \text{ KN (BHP)}$$

Moment fléchissant :

$$M = 1.4 \times M$$

$$M = 1.43190.297 = 266.42 \text{ KN.m (BO)}$$

$$M = 1.43209.75 = 293.65 \text{ KN.m (BHP)}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\text{On a : } \tau_b = \bar{V} / b_0 . d$$

$$\tau_b = 456.96 \cdot 310^{-3} / (0.1531.66 \cdot 0.9) = 2.04 \text{MPa (BO)}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2325 = 5 \text{ MPa (BO)}$$

$$\tau_b = 2.04 \text{MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 492.25310^{-3} / (0.1531.66 \cdot 0.9) = 2.19 \text{MPa (BHP)}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2350 = 10 \text{ MPa (BHP)}$$

$$\tau_b = 1.19 \text{ MPa} < \tau_b = 10 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

- 1- **BO : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$**

$$0.06325 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.04 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa} : (\text{deuxième cas})$$

$$A_D = T / (2f_e \sin \alpha)$$

$$\text{tg } \alpha = (h - 2d) / L = 1.3 \quad ; \alpha = 52.93$$

$$A_D = 5.11 \text{cm}^2$$

Armatures longitudinales : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l / M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l / 266.42 \cdot 10^5 / (166.8 \cdot 400 \cdot 10^2)$$

$$A_l / 3.99 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.20 / 1.66$$

$$\lambda_g = 0.722 < 1$$

On doit avoir

2^{eme} sous cas :

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{l}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

$$\text{Avec : } Z = h - 2d'$$

$$A_t = \frac{VS}{(L-S)f_e}$$

$$A_s = \frac{456.96 \times 0.1 \times 10^4}{(1.05 - 0.1)400 \times 10^3} = 1.20 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau A_c**

$$A_c / 0.002 \cdot b \cdot h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.15 \times 1.66 = 4.98 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage finale :**

Le ferraillage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T12 \quad (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 \quad (3.14 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 4.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 6T12 \quad (6.79 \text{ cm}^2)$$

2. BHP : $f_{c28} = 50 \text{ MPa}$

$$0.06350 = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.19 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} : (\text{premier cas})$$

Armatures longitudinales : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l / M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l / 293.65 \cdot 10^5 / (166.8 \cdot 400 \cdot 10^2)$$

$$A_l / 4.40 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.20 / 1.66$$

$$\lambda_g = 0.722 < 1$$

On doit avoir

2^{ème} sous cas :

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{l}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$

$$\text{Avec : } z = h - 2d'$$

$$A_t = \frac{VS}{(L - S)f_e}$$

$$A_s = \frac{492.27 \times 0.1 \times 10^4}{(1.05 - 0.1)400 \times 10^3} = 1.29 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau A_c**

$$A_c / 0.002 \cdot b \cdot h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.15 \times 1.66 = 4.98 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage finale :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 4.40 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T12 \quad (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 1.29 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 \quad (3.14 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 4.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 6T12 \quad (6.79 \text{ cm}^2)$$

Annexe G – Ferrailage du radier

I- Radier en béton ordinaire (BO)

6.5.2.1. Ferrailage de la dalle du radier

$$L_x=21.90\text{m}$$

$$L_y=25.60\text{m}$$

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow$: La dalle travaille dans un seul sens.

On a :

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 1 \leq 1.0 \implies \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x \quad (\text{autre appui})$$

- Panneau intermédiaire

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x \\ M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$$

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m \cdot 1 \text{ml} = 149.16 \text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = \sigma_m \cdot 1 \text{ml} = 122.56 \text{KN/m}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires donnée par BAEL 99, on a:

$$\text{ELU} : \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0707 \\ \mu_y = 0.408 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0766 \\ \mu_y = 0.569 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

ELU

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0707 \times 149.16 \times (5.9)^2 = 367.09 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.408 \times 367.09 = 149.77 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 367.09 = 275.317 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 149.77 = 110.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 183.45 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 55.41 \text{KN.m}$$

ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 0.0766 \times 122.56 \times (5.9)^2 = 326.79 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.569 \times 326.79 = 185.94 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 326.79 = 245.09 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 185.94 = 139.45 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 163.39 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 92.97 \text{KN.m}$$

Tableau 7.5: Calcul des moments

	ELU	ELS
$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	275.317	245.09
$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	110.82	139.45

$M_{ax} (KN.m)$	183.45	163.39
$M_{ay} (KN.m)$	55.41	92.97

Résultats du ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau 7.6

Avec : Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30\text{cm}$, $d = 0.9h = 27\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$

Tableau 7.6 : Ferrailage de la dalle

	Sens	M_u (KN .m)	μ_{bu}	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	110.82	0.10	0.13	255.96	12.44	10T14	15.40	12
	y-y								
Appui	x-x	55.41	0.05	0.064	263.08	6.05	6T12	6.79	12
	y-y								

Vérification nécessaires

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 < 6.79\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- La Vérification des contraintes à l'ELS est donnée au Tableau 7.7.

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	139.45	9.68	99530.57	13.56	15	38.82	201.63	oui
	y-y								oui
Appuis	x-x	92.97	6.86	52073.31	12.24	15	57.53	201.63	oui
	y-y								oui

6.5.2.2. 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

Les données sont : $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.16\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$;
 $b=50\text{cm}$; $h=90\text{cm}$; $d=0.9h=81\text{cm}$:

Le ferrailage des nervures dans le sens x-x et dans le sens y-y est présenté au Tableaux 7.10 et 7.11 respectivement.

Tableau 6.8 : Ferrailage des nervures (sens y-y)

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
Travée	145.14	536.80	0.03	0.038	797.68	19.33	10T16	20.11
Appuis		315.77	0.018	0.022	802.87	11.30	6T6	12.07

Tableau 6.9 : Ferrailage des nervures (sens x-x)

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
Travée	145.14	385.52	0.022	0.027	801.25	13.82	10T14	15.40
Appuis		226.78	0.013	0.016	804.81	8.09	6T14	9.24

- Vérification nécessaires

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89\text{cm}^2 < 9.24\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS (Tableau 7.12).

Tableau 6.10 : Vérification des contraintes

	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	536.8	13.92	1402296.2	5.32	15	41.08	201.63	oui
Appuis	315.77	11.55	898938.89	4.05		39.03		Oui

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 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 428.16kN$$

$$\tau_u = \frac{428.16 \cdot 10^3}{500 \times 810} = 1.05MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier} \quad 1$$

- Armatures transversales

Selon BAEL 91 modifier 99

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.525MPa$$

- Selon RPA99/ version 2003

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 22.5cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2.00\text{cm}$$

$$f_c=400\text{MPa} ; \tau_u=1.05 \text{ Mpa} ; f_{t28}=2.1\text{MPa} ; b=50\text{cm} ; d=81 \text{ cm}$$

On prend :

$$S_t=10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t=25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3.59\text{cm}^2$$

On adopte une section: $A_t = 6\text{T}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

6.5.2..3. *Ferraillage des débords*

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0.50 \text{ m}$. Le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

- Evaluation des charges et surcharges

$$\text{E.L.U} : q_u = 195.93 \text{ kN/ml} \longrightarrow \text{Pour une bande de 1m.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = 145.14 \text{ kN/ml} \longrightarrow \text{Pour une bande de 1m.}$$

- Calcul des sollicitations

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

$$\text{E.L.U} : M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 24.46 \text{ KN.m} \quad T_u = q_u \cdot L = 97.96\text{KN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{2} = 18.14\text{KN.m} \quad T_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot L = 72.57 \text{ KN}$$

Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 30\text{cm}$, $d = 27\text{cm}$

Les résultats de ferraillage sont mentionnés dans le Tableau 7.14 ci-dessous.

Tableau 6.11 : Ferrailage du débord

M_u (kNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
24.46	0.023	0.029	266.86	2.63	6T14	9.24

- Condition de non fragilité

- Armatures longitudinales : $A_s^{choisit} = 6T14 = 9.24\text{cm}^2$, esp = 15cm.
 - Armatures transversales : $A_r = 2.31\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T12 = 4.52\text{cm}^2$, esp = 12cm.
- Vérification des contraintes à l'ELS (Tableau 6.12).

Tableau 6.12 : 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
18.14	7.83	66935.58	2.12	15	8.31	201.63	Vérifiée

II- Radier en béton à hautes performances (BHP)

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont regroupés dans le Tableau 6.13

Tableau 6.13 : Sections des semelles isolées

Poteau	N (KN)	A (m)	$A_{choisie}$ (m)
C ₁	949.17	2.17	2.20
C ₂	1365.47	2.61	2.70
C ₃	652.76	1.79	1.80
C ₄	1275.36	2.52	2.60
C ₅	1539.79	2.77	2.80
C ₇	973.11	2.19	2.20
C ₈	1533.41	2.76	2.80
C ₉	838.77	2.04	2.10
C ₁₀	619.37	1.75	1.80
C ₁₁	1139.02	2.38	2.40

C ₁₃	1430.55	2.67	2.70
C ₁₄	1863.05	3.05	3.10
C ₁₅	851.44	2.06	2.10
C ₁₆	842.74	2.05	2.10
C ₁₇	1111.93	2.35	2.40
C ₁₈	722.53	1.90	2.00
C ₁₉	1345.70	2.59	2.60
C ₂₀	844.01	2.05	2.10
C ₂₁	1140.03	2.38	2.40
C ₂₂	1235.72	2.48	2.50
C ₂₃	632.94	1.77	1.80
C ₂₄	732.89	1.91	2.00
C ₂₅	1024.59	2.26	2.30
C ₂₆	1655.36	2.87	2.90
C ₂₇	1683.68	2.90	3.00
C ₂₈	1255.27	2.50	2.60
C ₃₀	1327.06	2.57	2.60
C ₃₁	2036.67	3.19	3.20
C ₃₂	1150.24	2.39	2.40
C ₃₃	1086.43	2.33	2.40
C ₃₄	568.27	1.68	1.70
C ₃₆	878.64	2.09	2.10
C ₃₇	518.9	1.61	1.70
C ₄₀	777.36	1.97	2.00
C ₄₁	1659.36	2.98	3.00
C ₄₂	1532.56	2.88	2.90
C ₄₅	296.56	1.48	1.50
C ₄₇	375.25	1.36	1.40
C ₄₈	469.27	1.53	1.60

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min} = 1.25\text{m}$ (valeur entre axe minimum entre deux poteaux) :

$$\text{Et : } B = A = 2.00 \text{ m}$$

Alors :

$$1.5 \times 3.20 = 4.80\text{m} > L_{\min} = 1.25\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

6.6. Semelles filantes

On doit déterminer la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : effort normal prévenant de l'axe ou la file considérée ($N_{\text{poteaux}} + N_{\text{voiles}}$).

S : section de la semelle ($S = B \cdot L$).

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 6.14.

Tableau 6.14: Dimensions des semelles filantes

Sens	Axe	File	N (KN)	L (m)	B (m)	Bchoisie (m)
X-X	1		3456.28	20.60	0.8	1.00

	2		5133.56	20.60	1.24	1.30
	3		9503.82	25.60	1.85	1.90
	4		10590.34	25.60	2.06	2.10
	B		4190.06	9.60	2.18	2.20
	C		2246.27	9.60	1.17	1.20
	D		5283.87	8.25	3.19	3.20
Y-Y		A	2966.81	13.9	1.06	1.1
		B	5059.25	16	1.58	1.60
		C	7457.77	21.90	1.69	1.70
		D	8215.45	21.90	1.87	1.90
		E	6205.35	10.00	3.09	3.10
		F	3367.82	10.00	1.68	1.70
		G	2192.25	10.00	1.09	1.10
		H	4788.41	10.00	2.39	2.40

- 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 : ($L_{\min} = 1.25\text{m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 3.20 = 8.00 \text{ m} > L_{\min} = 1.25\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

* Sens Y-Y : ($L_{\min} = 1.25 \text{ m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 3 = 7.5\text{m} > L_{\min} = 1.25\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

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.

6.7. Radier général

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 radie.

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 :

$$P_{ser} = P_{sup} + P_{inf} = 34985.47 + 25050.52 = 60035.99 \text{ KN}$$

$$S_r \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{60035.99}{200} = 300.17 \text{ m}^2$$

On constate que la surface du radier (S_r) est inférieure à celle du bâtiment (S_b), donc on prend : $S_r = S_b = 300.17 \text{ m}^2$

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 nu de deux poteaux ($L_{\max}=5.5$ m)

Donc :

$$\frac{550}{20} \leq 27.5 \text{ cm} \leq h_1$$

On prend : $h_1 \geq 30 \text{ cm}$

- Condition de cisaillement

On a :

$$T_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_u = \frac{ql}{2}; q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u = 47886.65 \text{ KN}$, $L=5.5 \text{ m}$, $b= 1 \text{ m}$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{N_u l}{2 S_{rad} b d} = \frac{N_u l}{2 S_{rad} b (0.9 h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_3 \geq \frac{N_u l}{2 S_{rad} b (0.9 \bar{\tau})} \Rightarrow h_3 \geq 12.18 \text{ cm}$$

Conclusion : $h_r = \max(h_1, h_2) = 30 \text{ cm}$

On prend **$h_r = 30 \text{ cm}$** .

c). Pré dimensionnement de nervures

- Condition de coffrage

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max}=5.5$ m

$$36.66 \leq h_{N1} \leq 55$$

On prend : $h_{N1} = 40 \text{ cm}$

- La hauteur de nervures

* Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u = 1950.14$ 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 (35x35) cm^2 .

$$N_u \leq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 1950.14 \text{KN} \leq 42750 \text{KN} \dots \dots \text{CV}$$

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 : $L_{\max} = 5.5$ m

$$3666 \leq h_{N2} \leq 55$$

On prend : $h_{N2} = 45$ 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 :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{b \cdot K}}$$

D'où :

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier} \left[I = \frac{b \times h^3}{12} \right]$$

E : Module d'élasticité du béton ($E = 3.216 \times 10^4$ MPa).

b=1m : Largeur de la semelle par band d'un mètre.

K : Coefficient de raideur du sol.

- K=0.5 Kg/cm³pour un très mauvais sol.
- K=4 Kg/cm³pour un sol de densité moyenne.
- K=0.5 Kg/cm³pour un très bon sol.

Pour notre cas K=4 Kg/cm³.

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 :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entreaxe}} \quad ; \quad a = 40 \text{ cm (largeur du poteau),}$$

$$L_{\text{entre axe}} = 5.9 \text{ m} \Rightarrow l_e \geq 6.56 \text{ m}$$

On calcule la valeur de h :

$$h_{N3} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (l_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{N3} \geq 10.35 \text{ cm}$$

On prend : h_{N3}=90 cm

Conclusion : $h_r = \max(h_{N1}, h_{N2}, h_{N3}) \Rightarrow \text{on prend } h = 90 \text{ cm}$

d). Calcul de débordement

$$D \geq \max\left(\frac{h_N}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

On a : $h_N = 90 \text{ cm}$

$$D \geq \max(45 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On prend : **D= 50 cm.**

Les Caractéristiques géométriques du radier sont résumées comme suit:

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $h_N = 90 \text{ cm}$ et $b = 1.88 \text{ m}$.
- Débordement : $D = 1 \text{ m}$
- Nouvelle surface avec débordement :

$$S_r = 502.2 \text{ m}^2$$

- Position du centre de gravité : $X_G = 11.05 \text{ m}$ et $Y_G = 9.29 \text{ m}$.

Moments d'inertie : $I_{xx} = 20282.2 \text{ m}^4$ et $I_{yy} = 28174.2 \text{ m}^4$

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 l'aide de l'ETABS.

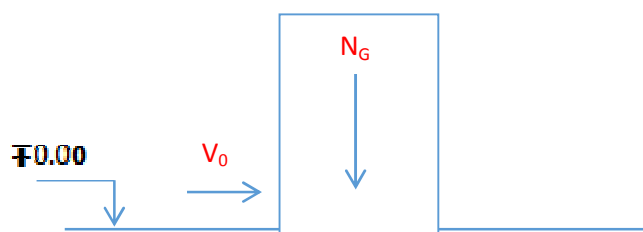


Figure 6.14 : Schéma statique du bâtiment

- 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.

$$P_T = P_S + P_R = 3498547 + (5021 \times 0.30 \times 25) = 3875122 \text{KN}$$

X_G : La position du centre de gravité.

$$M_S = 38751.22 \times 11.05 = 428200.98 \text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = 54259.14 \text{KN.m} \\ V_0 = 3145.067 \text{KN} \end{array} \right. \longrightarrow M_{RX} = 62121.80 \text{KN.m}$$

$h = 3 \text{m}$

$$\frac{M_s}{M_{RX}} = 6.89 > 1.5$$

- Sens y-y:

$$M_S = P_T \times Y_G = 38751.22 \times 9.29 = 359998.83 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 53630.32 \text{KN.m}$$

}

$$V_0 = 3112.69\text{KN} \longrightarrow M_{RY} = 62968.39\text{KN.m}$$

$$h = 3\text{m}$$

$$\frac{M_s}{M_{RY}} = 5.71 > 1.5$$

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

La contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par:

- Sollicitation du premier genre:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{34985.47}{502.1} = 0.7\text{bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00\text{bars}$$

- Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

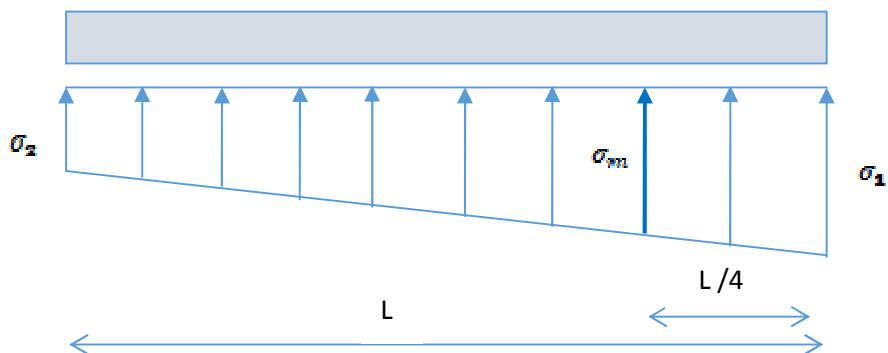


Figure 6.15 : Contraintes sous radier

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

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

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\sigma_{sol}$$

$$\checkmark \text{ELU : } N_u = 72937.17 \text{KN} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

Tableau 6.15: 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	153.36	139.50	149.89
Sens y-y	150.36	141.78	148.22
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

$$\checkmark \text{ELS : } N_{ser} = 60673.62 \text{KN} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

Tableau 6.16 : 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	125.59	115.28	123.01
Sens y-y	123.36	116.97	121.76
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

6.7.1. 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.

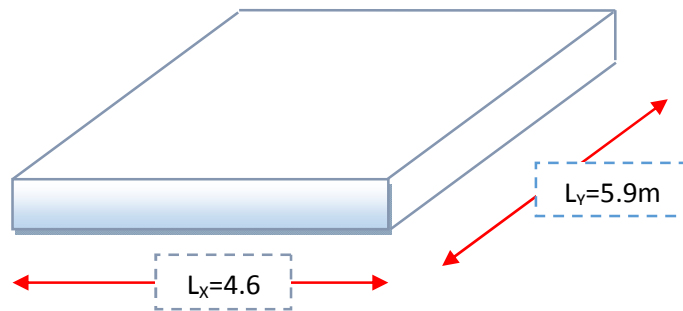


Figure 6.16: Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

6.7.1. Ferrailage de la dalle du radier

$$L_x = 21.9\text{m}$$

$$L_y = 25.6\text{m}$$

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow$: La dalle travaille dans un seul sens.

On a :

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 1 \leq 1.0 \implies \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x \quad (\text{autre appui})$$

- Panneau intermédiaire

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x \\ M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$$

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m \cdot 1\text{ml} = 149.89\text{KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m \cdot 1\text{ml} = 123.01\text{KN/m}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires donnée par BAEL 99, on a:

$$\text{ELU : } \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

ELU

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0509 \times 149.89 \times (5.9)^2 = 265.57\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.685 \times 265.57 = 181.91\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 265.57 = 199.17\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 \times 181.91 = 136.43\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax}=0.5M_x=132.78\text{KN.m}$$

$$M_{ay}= 0.5M_y =90.95\text{KN.m}$$

ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 0.0529 \times 123.01 \times (5.9)^2 = 226.51 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.778 \times 226.51 = 176.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 226.51 = 169.88 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 176.22 = 132.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 113.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 88.11 \text{ KN.m}$$

Tableau 6.17: Calcul des moments

	ELU	ELS
$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	199.17	169.88
$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	136.43	132.16
$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	132.78	113.25
$M_{ay} \text{ (KN.m)}$	90.95	88.11

Résultats du ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau 7.6

Avec : Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 0.9h = 27 \text{ cm}$, $f_{c28} = 50 \text{ MPa}$

Tableau 6.18 : Ferrailage de la dalle

	Sens	M_u (KN .m)	μ_{bu}	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	136.43	0.066	0.085	260.82	15.03	10T14	15.40	10
	y-y								
Appui	x-x	90.95	0.04	0.05	264.6	9.87	6T16	12.07	17
	y-y								

Vérification nécessaires

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.58 \text{cm}^2 < 12.07 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- La Vérification des contraintes à l'ELS est donnée au Tableau 7.7.

Tableau 6.19 : 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	136.43	9.68	99530.57	13.26	30	37.98	264	Oui
	y-y								oui
Appuis	x-x	90.95	8.76	82642.27	9.64	30	32.12	264	oui
	y-y								

6.7.2. 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

Les données sont : $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=28.33\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$;
 $b=50\text{cm}$; $h=90\text{cm}$; $d=0.9h=81\text{cm}$:

Le ferrailage des nervures dans le sens x-x et dans le sens y-y est présenté au Tableaux .6.20 et 6.21 respectivement.

Tableau 6.20 : Ferrailage des nervures (sensy-y)

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
Travée	145.14	536.80	0.057	0.073	786.34	19.61	10T16	20.11
Appuis		315.77	0.034	0.043	796.06	11.39	6T6	12.07

Tableau 7.21 : Ferrailage des nervures (sens x-x)

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
Travée	145.14	385.52	0.04	0.05	793.80	13.95	10T14	15.40
Appuis		226.78	0.024	0.030	800.28	8.14	6T14	9.24

- Vérification nécessaires

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.38 \text{ cm}^2 < 9.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS (Tableau 6.22).

Tableau 6.22 : Vérification des contraintes

	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	536.8	13.92	1402296.2	5.32	30	41.08	264	oui
Appuis	315.77	11.55	898938.89	4.05		39.03		Oui

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 4\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 428.16 kN$$

$$\tau_u = \frac{428.16 \cdot 10^3}{500 \times 810} = 1.05 MPa < \bar{\tau}_u = 4 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

1

- Armatures transversales

Selon BAEL 91 modifier 99

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 MPa\right) = 0.525 MPa$$

- Selon RPA99/ version 2003

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 22.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2.00 \text{ cm}$$

$f_e = 400 MPa$; $\tau_u = 1.05 MPa$; $f_{t28} = 3.6 MPa$; $b = 50 \text{ cm}$; $d = 81 \text{ cm}$

On prend :

- $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$
- $A_t \geq 3.59 \text{ cm}^2$

On adopte une section: $A_t = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

6.8. 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.

6.8.1. 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 $50 \varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

• 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

$$A_h = 0.1 \times \frac{e \times h}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \text{ avec espacement } s = 20 \text{ cm}$$

6.7.3. 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 S_2, S_3 on doit disposer des longrines de $(30 \times 30) \text{cm}^2$.

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone III et un $\alpha = 10$)

$$N = 1950.14 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1950.14}{10} = 195.014 \geq 20 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b). Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{195.014 \times 10^3}{348} = 5.60 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{3.6}{400} = 8.1 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0.6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6\text{T}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \dots\dots\dots \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266.67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 264 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma_s} = 264 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1421.03}{10} = 142.103 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{142.103 \times 10^3}{348} = 4.08 \text{ cm}^2$$

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 :

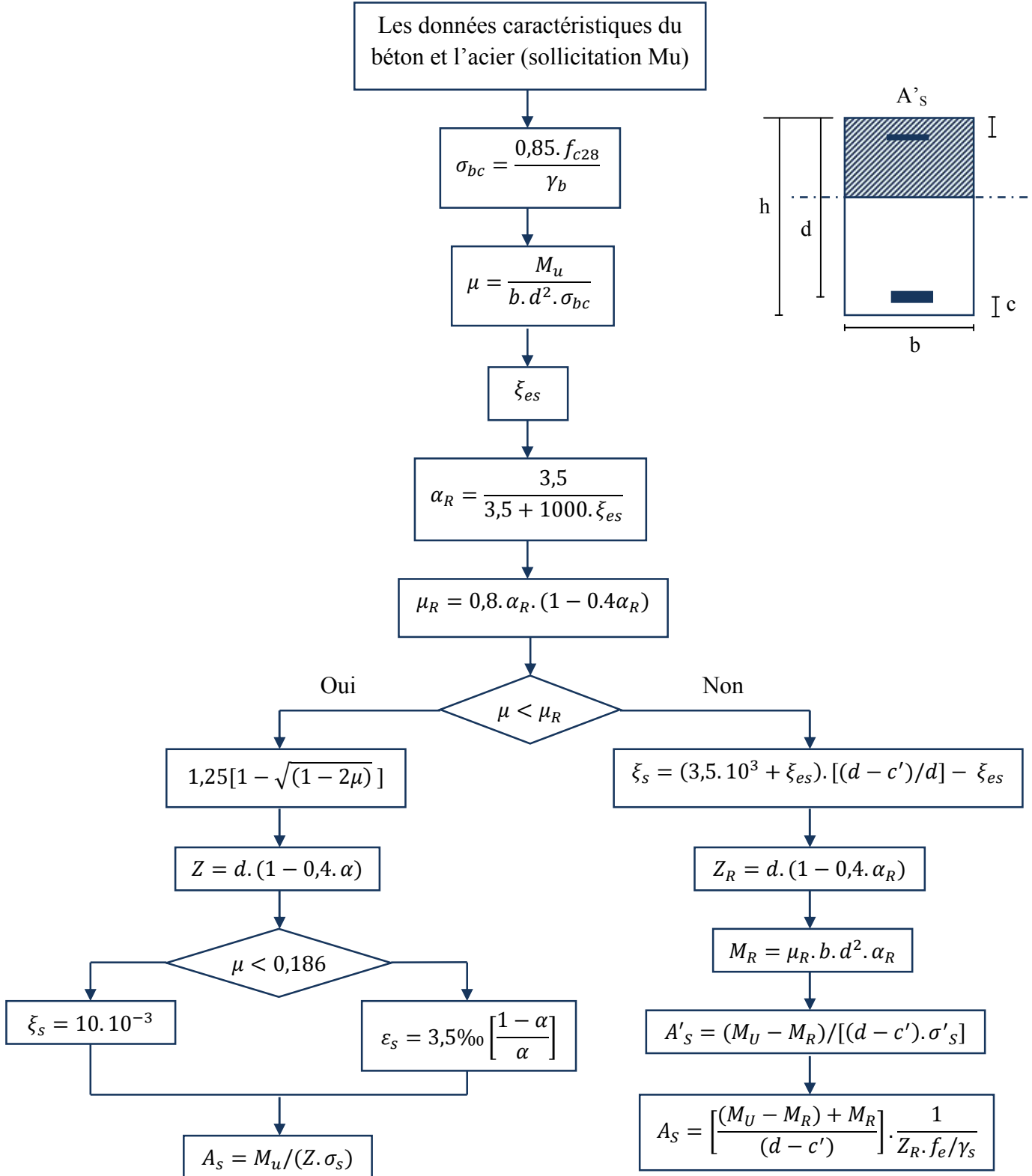
$$S_t = \min(20cm, 15\phi)$$

On prend : $\phi = 8mm$
 $\phi_l = 12mm$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.2)cm = 18cm \quad \text{Soit: } S_t = 15cm$$

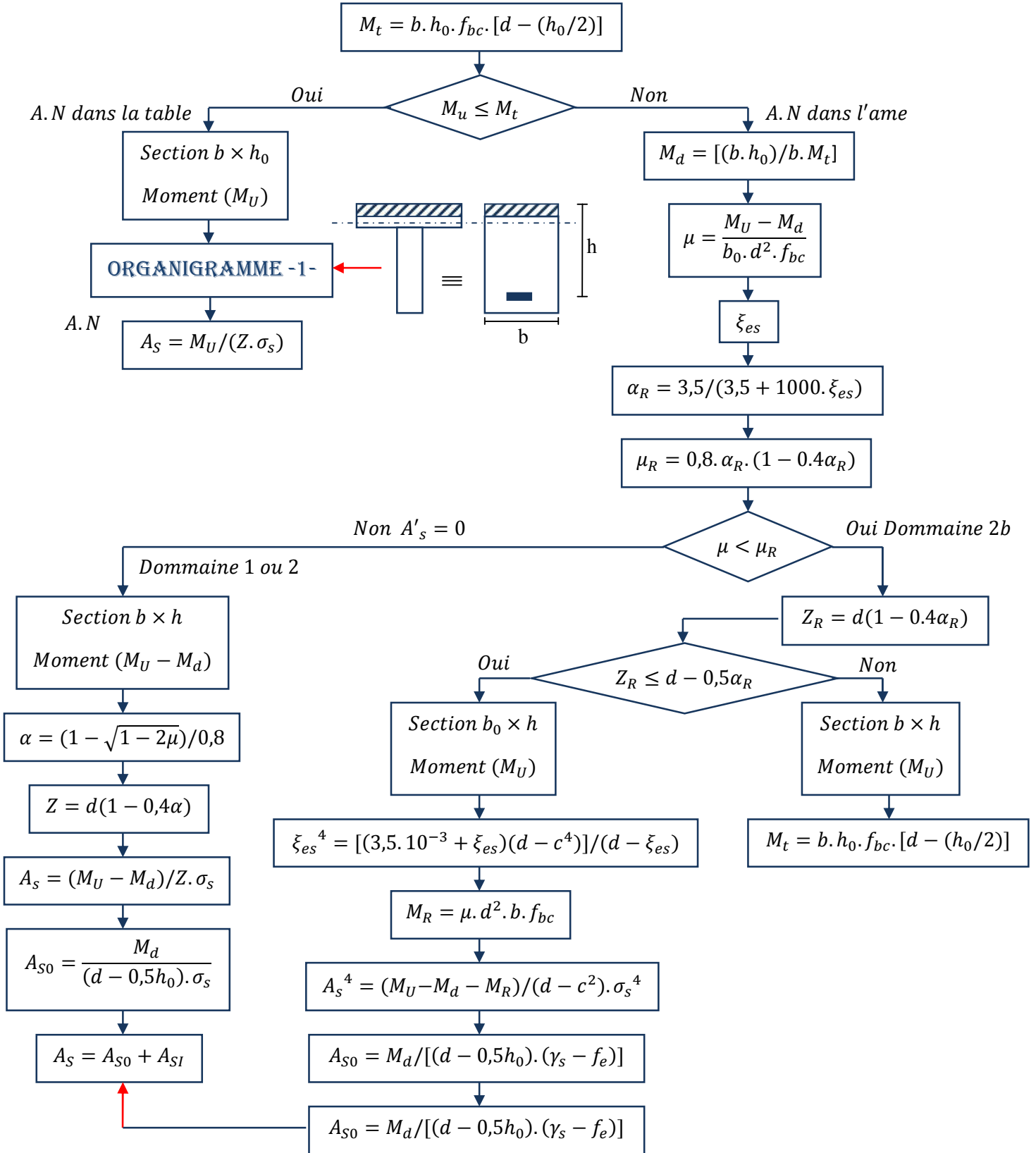
ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'ELU en flexion simple



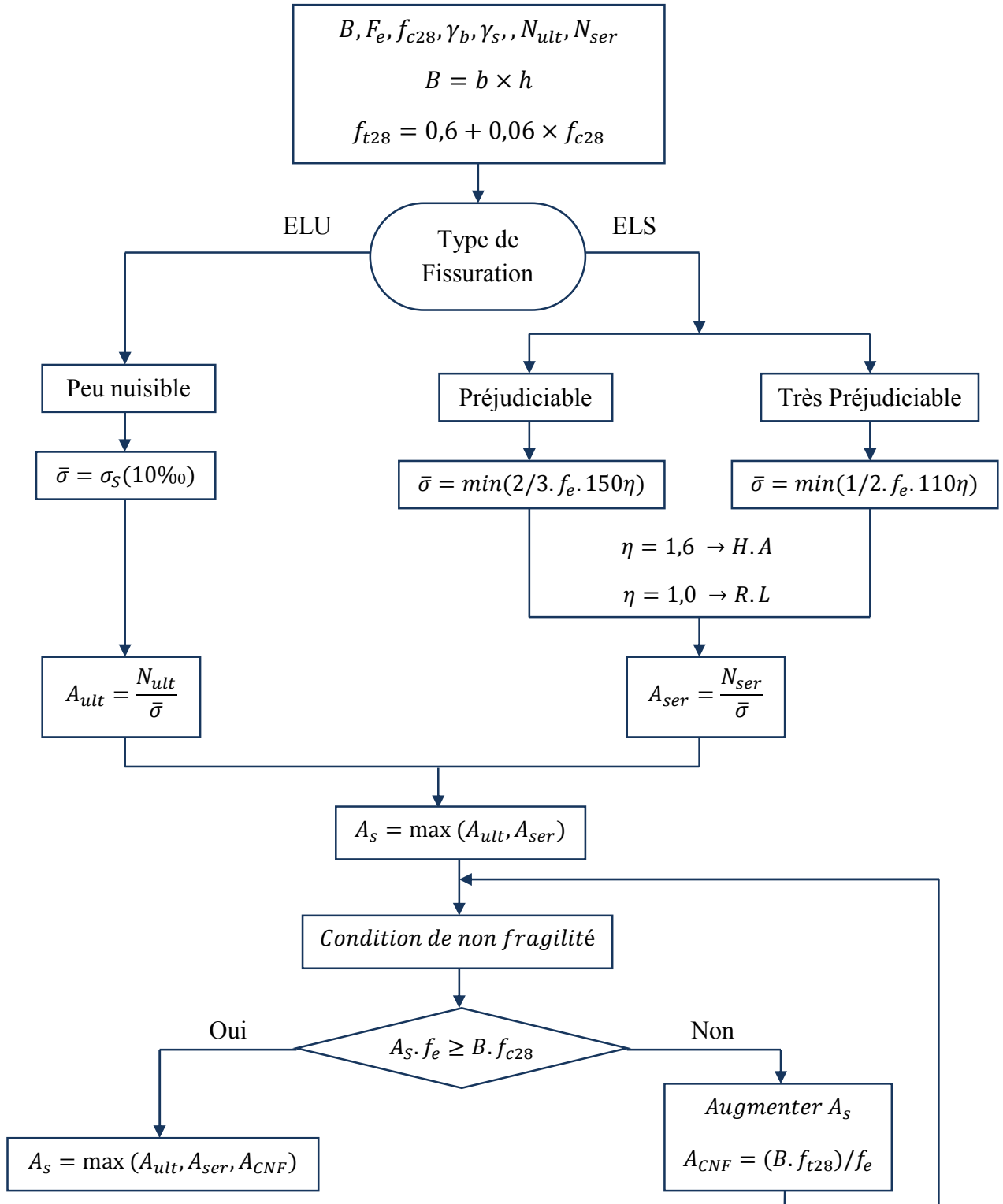
ORGANIGRAMME -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'ELU en flexion simple



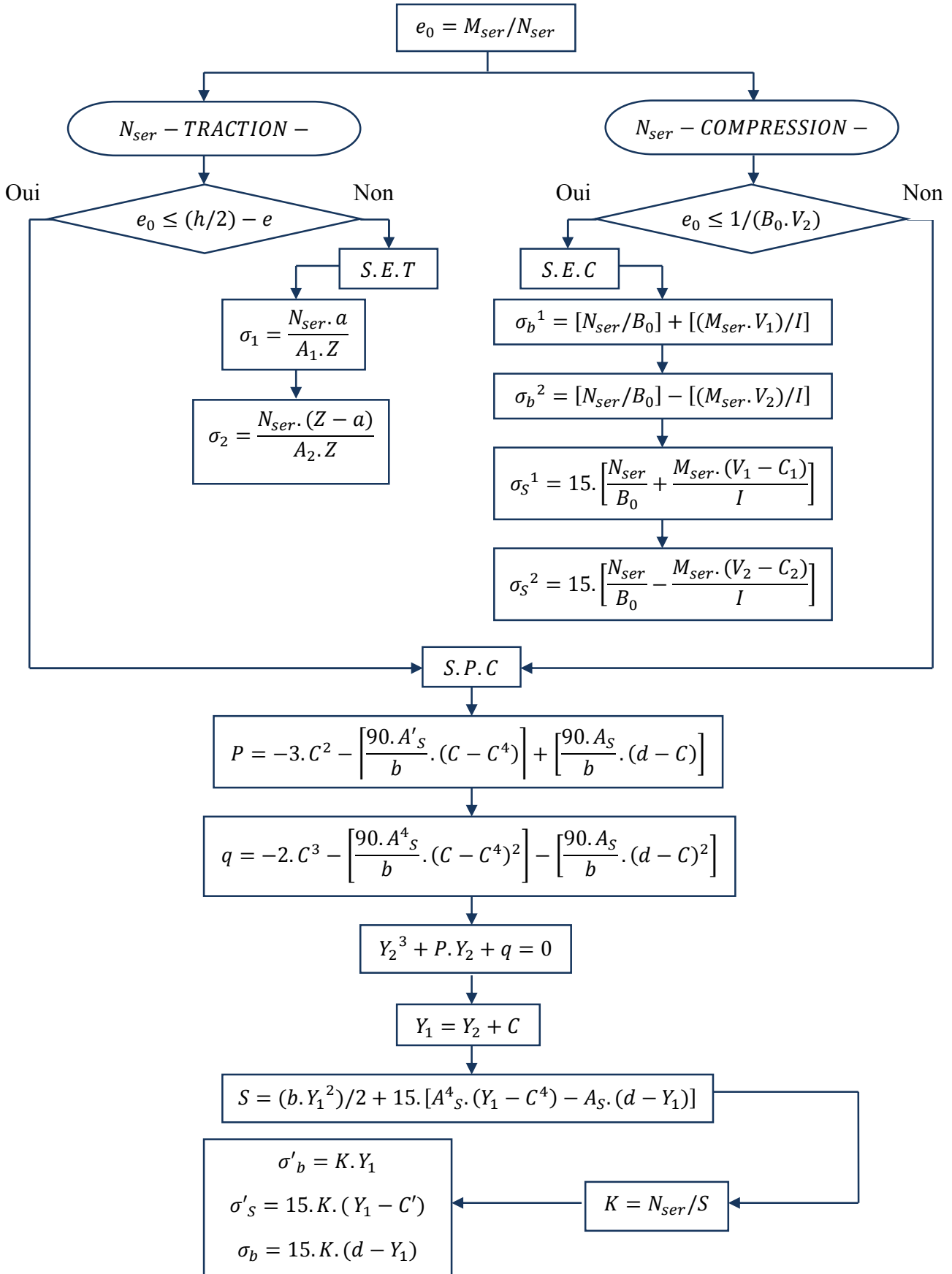
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple



ORGANIGRAMME -4-

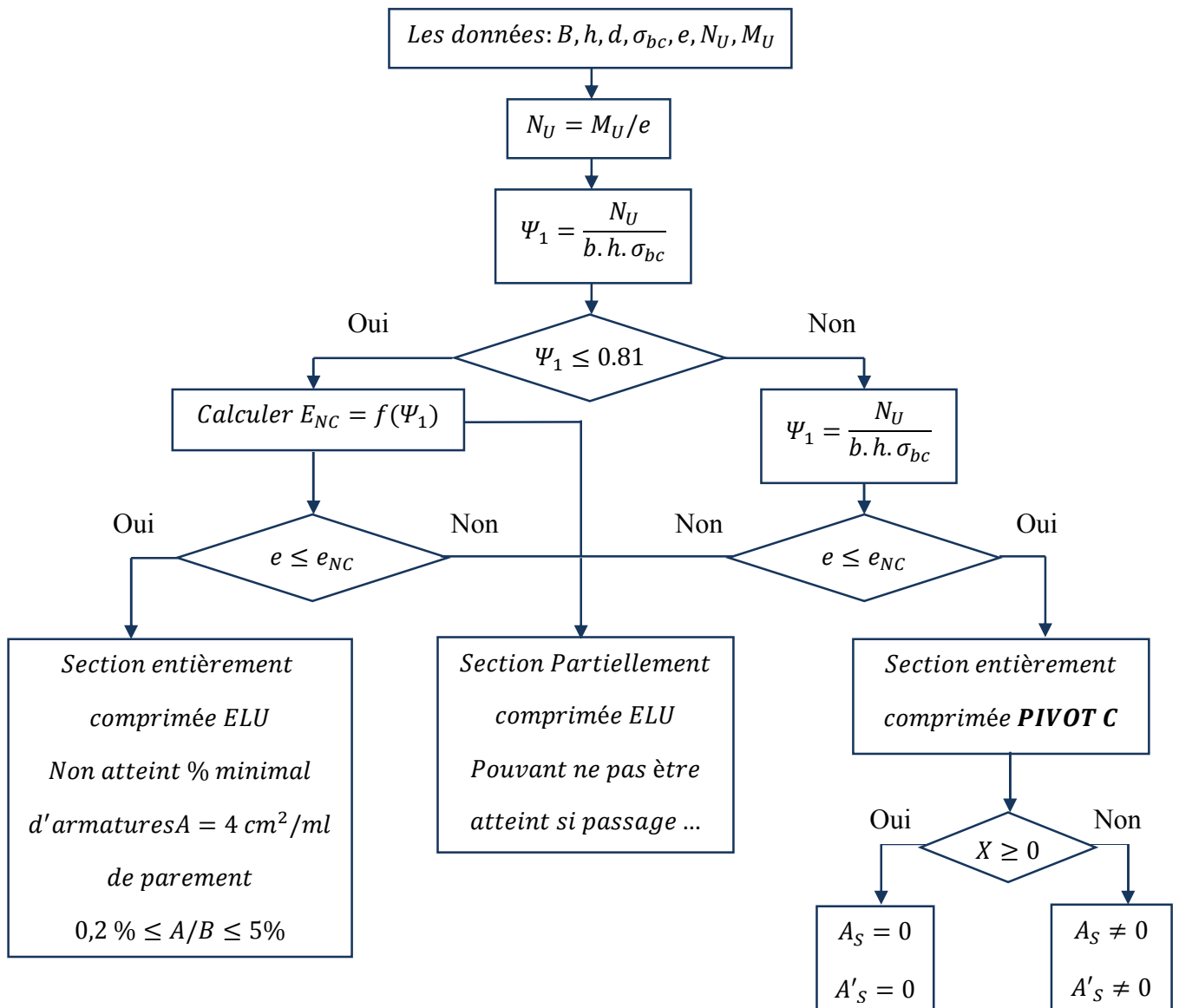
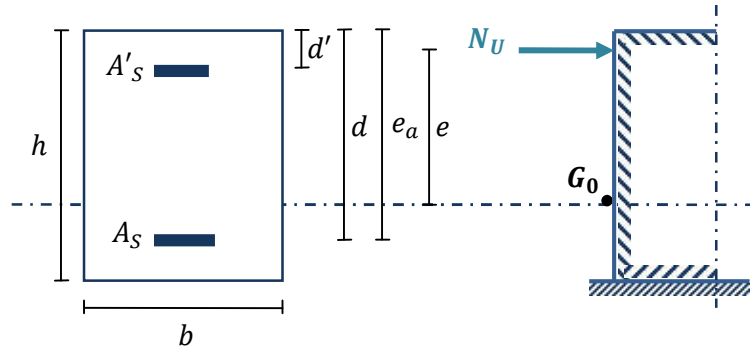
Flexion composée à L'El



ORGANIGRAMME -5-

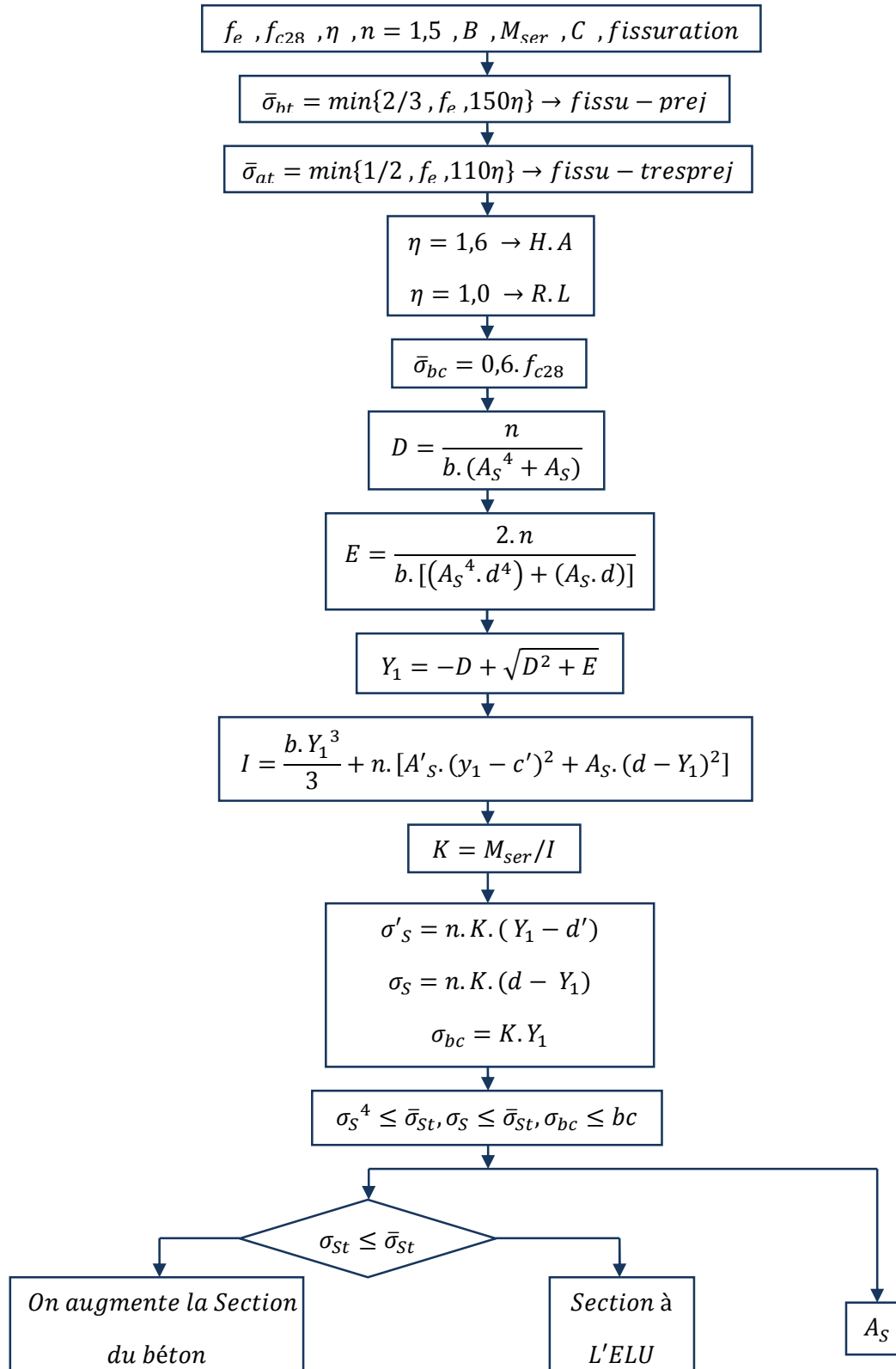
Calcul d'une section rectangulaire

À l'ELU en flexion composée



ORGANIGRAMME -6-

Vérifications d'une section rectangulaire à -l'ELU-



ORGANIGRAMME -7-

Calcul des armatures d'une poutre soumise A l'effort tranchant

