

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
Université Djilali Bounaama de Khemis-Miliana



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de la Technologie

Mémoire du Projet de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de **Master**

Option : **structure**

Spécialité : **Génie civil**

Thème

ETUDE D'UNE STRUCTURE D'UN BÂTIMENT EN R+9+1SSL À USAGE D'HABITATION

Présenté par :

-KERFI GUETIB ABDENOUR

-HADLI ABDERZAK

Encadreur : Mr.KOUIDER DJELLOUL OMAR

Année universitaire : 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Avant tout propos, nous remercions dieu le tout puissant qui nous à donné sagesse et la santé de faire ce modeste travail.

Nous tenons à remercier notre promoteur, Mr.KOUIDER DJELLOUL OMAR, pour sa gentillesse, sa disponibilité et sa contribution générale à l'élaboration de ce travail.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de la faculté de GENIE Civil.

Et tous leurs collègues de l'atelier, Pour m'accueillir à bras ouverts et les pieds à vivre pendant un an dans l'expérience inoubliable humanitaire et le professionnalisme et l'esprit du groupe.

Nous remercions les membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce travail.

dédicace

Je remercie dieu de m'avoir donnée santé, courage et la patience pendant toute ma longue durée de mes études. Avec beaucoup de bonheur et d'amour

je dédie ce modeste travail, aux personne les plus chers au monde :

***Ma mère**, celle qui est la plus chère au monde, la joie de ma vie, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence, à la lumière de mes yeux en témoignage de son affection et son soutien pendant tous les durs moments que j'ai traversé, j'espère que j'ai pu réaliser son rêve*

***À mon père** :Qui est le meilleur père dans ce monde, grâce à son encouragement, sa confiance et son soutien moral et matériel
Que dieu garde mes parents et les protège.*

***À mes frères** , ma chère Sœur et son mari sans oublié ses enfants Adel et Lilia ;aussi pour toute la famille Kerfi ET Abdesslam et surtout mes cousin et mes cousine*

***À tout mes amis** surtout mon binôme Abderzak , Abdellahe ,Walid,skander,faycel,amine ;Hichem et toute la promos genie civil sans oublié la plus chère **Kenza**,*

***Aux gens** qui m'ont aider a faire ce travaille de prets ou de loin Maamar ;Farouq ;Mohamed ; mon oncle ,et pour tous mes enseignant*

MR.ABDENOUR

dédicace

Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète Mohamed que le salut sur lui.

Je remercie Allah et grâce à lui que je vous arrivée à ce niveau.

Je dédie mon travail à mes chères parents qu'ils sont sacrifier leur vie pour me aider a compléter mes étude

Comme je la dédie à mon frère , et à mes deux chères sœurs.

Même je dédie ce mémoire aussi à toute la famille HADLI exception ma grand-mère, mes oncles et mes tantes, aussi qu'à la famille de ma mère BEN ADLI.

Et à tous mes amis : Fateh, SIDALI, ABDELLAH , HOUSSINE, SALAH, Mohamed, Nasser, et bien sur mon binôme ABDENOUR KERFI et sa famille.

Et à tout la promo 2018 GC d'université Khemis Miliana

à tous ceux qui me connaissant et à tous ceux qui en out aider de près ou de loin à réaliser ce travail exception :

MR.ABDERZZAK



ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية (طابق سفلي +طابق أرضي+ 9 طوابق) ستنشأ في ولاية عين الدفلى, المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 ب حسب مقياس هندسة الزلزال الجزائرية 99 نسخة معدلة سنة 2003. هذا المشروع محقق بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران من الخرسانة المسلحة, لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية. قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلزال الجزائرية 99 نسخة معدلة سنة 2003. ومقياس الخرسانة المسلحة [2] BAEL1991. التحليل و حساب القوى الداخلية لعناصر البناية قد أنجز بواسطة برنامج ETABS

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment (R+9+1SSL) situé à Ain-Defla, qui est classée en zone sismique Iib selon le RPA1999 [2]. Le prédimensionnement des éléments structuraux a été fait conformément au BAEL1991[2]. L'analyse de la réponse de la structure vis à vis les charges appliquées a été réalisée par le logiciel de calcul ETABSE. Le renforcement de la structure par les voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure et les périodes sont vérifiées dans les trois cas différents des dispositions des voiles selon le RPA1999 [2]. la stabilité de bâtiment est opté pour un radier général.

ABSTRACT

This memoires deals with the study of a structure of a building (Basement +R + 9) located in Ain-Defla, which is classified in seismic zone Iib according to RPA1999 [2]. The pre-dimensioning of the structural elements was done according to BAEL1991 [2].. The analysis of the response of the structure to the applied loads was carried out by the calculation software ETABSE. The reinforcement of the structure by the bracing sails was necessary because the inter-stage lateral displacements of the structure and the periods are checked in the three different cases of the sail layouts. As long as the shoe is opted for a general raft.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction.....	03
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	03
I.3. Description de l'ouvrage.....	03
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	05
I.5. Hypothèses de calcul.....	10

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement des dalles.....	11
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	12
II.4. Pré dimensionnement des poutres.....	13
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	15
II.6. Pré dimensionnement des voiles	22

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère.....	24
III.2. Plancher en corps creux.....	32
III.3. Etude de la dalle machine	47
III.4. Escaliers.....	53
III.5. Balcons.....	65

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction.....	70
IV.2. Choix de la méthode de calcul.....	71
IV.3. Méthode dynamique modale spectrale.....	71
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	91

CHPAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction.....	92
V.2. Ferrailage des poteaux.....	92
V.3. Ferrailage des poutres.....	105
V.4. Ferrailage des voiles.....	118

CHAPITRE VI: ÉTUDE DES FONDATIONS

VII.1. Introduction	133
VII.2. Classification des fondations.....	133
VII.3. facteurs de choix du type des fondations.....	134
VII.4. Conseils pour les fondations.....	134
VII.5 .Calculs des fondations.....	134
VII.6. études de voile périphérique.....	157
VII.7. Ferrailage de longrine.....	158

Conclusion.....	160
------------------------	------------

Référence

Annexes

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELU.....	07
Figure I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELS.....	08
Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation du Acier a l'ELU.....	09
Figure.II.1. Dalle en corps creux.....	11
Figure.II.2. Plancher terrasse	12
Figure II.3. Plancher étage courant	13
Figure.II.4. Mur extérieure	15
Figure.II.5. Section réduite d'un poteau.....	17
Figure II.6. surface du poteau central	19
Figure II.7. Coupe de voile en plan	23
Figure III.1. Acrotère.....	24
Figure III.2. Sollicitation de l'acrotère.....	25
Figure III.3. Diagramme des efforts à l'ELU.....	26
Figure III.4. Ferrailage de l'acrotère.....	31
Figure III.5. coupe du plancher en Corps Creux.....	32
Figure III.6. la nervure.....	32
Figure III.7. Corps Creux.....	32
Figure III.8. Disposition constructive des armatures des poutrelles.....	45
Figure III.9. Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	46
Figure III.10. Les composantes d'ascenseur.....	47
Figure III.11. Dimensions de la dalle machine.....	47
Figure III.12. Ferrailage de la dalle machine	52
Figure III.13. Dimensions de l'escalier.....	53
Figure III.14. Ferrailage final des escalier.....	60
Figure III.15. Ferrailage de la poutre palière.....	64
Figure III.16. Les dimensions d'un balcon.....	67
Figure III.17. Représentation des efforts sur un balcon.....	68
Figure III.18. Ferrailage de balcon.....	69
Figure IV.1. Graphique du spectre de réponse.....	73
Figure IV.2. Modèle initial par ETABS.....	74
Figure IV.3. Comportement des trois premier mode.....	75

Figure IV.4. Deuxième Modèle par ETABS.....	80
Figure IV.5. Comportement des trois premier mode.....	81
Figure IV.6. Model final par ETABS.....	84
Figure IV.7. Comportement des trois premier mode	85
Figure IV.8. L'effet p- Δ	89
Figure V.1. Ferraillage des poteaux de RDC	103
Figure V.2. Ferraillage des poteaux de et 1 ^{er} et de2 ^{eme} étage.....	103
Figure V.3. Ferraillage des poteaux de 3 ^{eme} et 4 ^{eme} et de5 ^{eme} étage.....	104
Figure V.4. Ferraillage des poteaux de 6 ^{eme} et 7 ^{eme} et de8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage.....	104
Figure V.5. Arrêt de barres forfaitaire.....	113
Figure V.6. Ferraillage des poutres porteuses.....	117
Figure V.7. Ferraillage des poutres non porteuse.....	117
Figure V.8. Sollicitation des voiles.....	118
Figure V.9. Vue en plan de RDC.....	124
Figure V.10. Vue en plan d'un voile en U.....	124
Figure V.11. Vue en plan du voile plein en L.....	127
Figure V.12. Exemple de ferraillage du voile pour tous les étages forme U.....	132
Figure VI.1. Type des fondations superficielles.....	133
Figure VI.2. Dimensions de la semelle isolée.....	136
Figure VI.3. Disposition des poteaux.....	136
Figure VI.4. Semelle filante.....	138
Figure VI.5. Radier en béton armé.....	140
Figure VI.6. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicite.....	147
Figure VI.7. Ferraillage de la dalle du radier pour une bande de 1 m sens X-X.....	151
Figure VI.8. Ferraillage de la dalle du radier pour une bande de 1 m sens X-X.....	151
Figure VI.9. Ferraillage des nervures sens x-x.....	155
Figure VI.10. Ferraillage des nervures sens y-y.....	155
Figure VI.11. Ferraillage du voile périphérique.....	157
Figure VI.12. Ferraillage longrine.....	159

Liste des tableaux

Tableau I.1. caractéristique des aciers	8
Tableau II.2 Décente des surcharges	16
Tableau II.3. dimension du poteau central.....	21
Tableau II.4. section adopté pour les poteaux.....	21
Tableau.III.1. Tableau récapitulatif des efforts à deux travées.....	37
Tableau.III.2. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées.....	39
Tableau.III.3. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	41
Tableau.III.4. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appui.....	42
Tableau.III.5. Tableau récapitulatif du ferrailage en travée (sens Lx).....	49
Tableau.III.6. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée(sens Ly).....	49
Tableau.III.7. Tableau récapitulatif de ferrailage sur appuis.....	49
Tableau.III.8. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens	51
Tableau.III.9. Ferrailage de l'escalier.....	57
Tableau.III.10. Vérification des contrainte a l'E.L.S.....	58
Tableau.III.11. Vérification de la flèche de l'escalier.....	60
Tableau.III.12. Ferrailage de la poutre palière.....	62
Tableau.III.13. Vérification des contrainte à l'E.L.S.....	63
Tableau.III.14. La charge permanente de la dalle et le mur en brique.....	
.Tableau.III.15. ferrailage de balcon	67
Tableau IV.1. facteur de qualité Q	71
Tableau IV.2. Pourcentage de participation massique	75
Tableau IV.3. Vérification de la période	77
Tableau IV.4. Calcul de la forces sismiques.....	79
Tableau IV.5. Vérification de la résultantes des forces sismique de calcul	79
Tableau IV.6. Pourcentage de participation massique	82
Tableau IV.7. Vérification de la période	82
Tableau IV.8. Calcul de la forces sismiques.....	83
Tableau IV.9. Vérification de la résultantes des forces sismique de calcul	83
Tableau IV.10. Pourcentage de participation massique	86
Tableau IV.11. Vérification de la période	86

.....

Tableau IV.12. Calcul de la forces sismiques.....	87
Tableau IV.13. Vérification de la résultantes des forces sismique de calcul	87
Tableau IV.14. Vérifications des déplacements inter-étage –sens x-.....	88
Tableau IV.15. Vérification l’effet p- Δ du modèle final –sens y-	88
Tableau IV.16. Vérification l’effet p- Δ du modèle final –sens x-	90
Tableau IV.17. Vérification l’effet p- Δ du modèle final –sens y-	91
Tableau V.1. Ferraillage des poteaux cas (N^{\max} , M^{corr})	94
Tableau V.2. Ferraillage des poteaux cas (M^{\max} , N^{corr})	95
Tableau V.3. Ferraillage des poteaux cas (M^{\min} , N^{corr}) ..	95
Tableau V.4. Choix des armatures longitudinal des poteaux	96
Tableau V.5. Vérification des contrainte cas (N^{\max} , M^{corr})	97
Tableau V.6. Vérification des contrainte cas (M^{\max} , N^{corr})	98
Tableau V.7. Vérification des contrainte cas (M^{\min} , N^{corr})	98
Tableau V.8. Vérification des sollicitation normale	99
Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	100
Tableau V.10. Espacement maximal selon RPA2003.....	102
Tableau V.11. Choix des armatures longitudinal pour les poteaux	102
Tableau V.12. Ferraillages longitudinale des poutre porteuse	107
Tableau V.13. Ferraillages longitudinale des poutre porteuse	108
Tableau V.14. ferraillages longitudinale des poutre non-porteuse.....	109
Tableau V.15. Etapas de vérification des contraintes en flexion simple a L’ELS	110
Tableau V.16. Vérifications des poutres a L’ELS.....	111
Tableau V.17. Vérifications de la contrainte de cisaillement	111
Tableau V.18. Calcul des armatures transversales	112
Tableau V.19. Caractéristique des voiles et calcule des contraintes	130
Tableau V.20. Efforts et section d’armatures dans les voiles -	130
Tableau V.21. Choix des armatures pour les voiles -	131
Tableau V.22. Vérification de la contraintes de cisaillement de voiles.....	131
Tableau VI.1. Section des semelles isolé	137
Tableau VI.2. Dimension des semelle filante.....	139
Tableau VI.3. Calcul des moments	149
Tableau VI.4. Ferraillage de la dalle a L’ELU.....	149
Tableau VI.5. Vérification des contraintes	150
Tableau VI.6. Ferraillage final de la dalle	150

.....

Tableau VI.7. Vérification des contraintes.....	151
Tableau VI.8. Ferraillage de nervures –sens x-	152
Tableau VI.9. Ferraillage de nervures –sens y-.....	152
Tableau VI.10. Vérification des contraintes.....	153
Tableau VI.11. Ferraillage final de la nervure.....	153
Tableau VI.12. Ferraillage du débord.....	156
Tableau VI.13. Vérification des contraintes du débord	156

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.

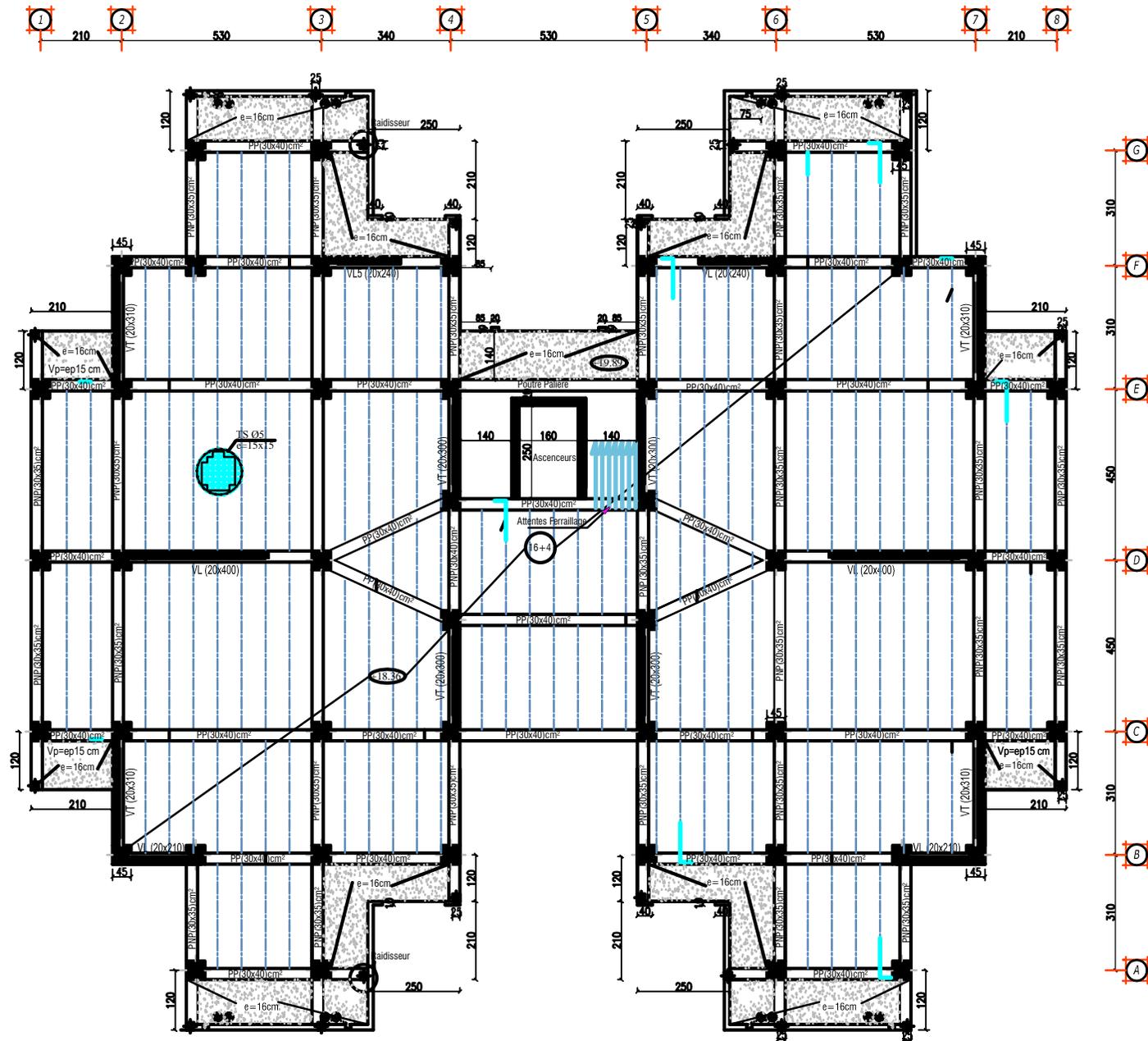
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.

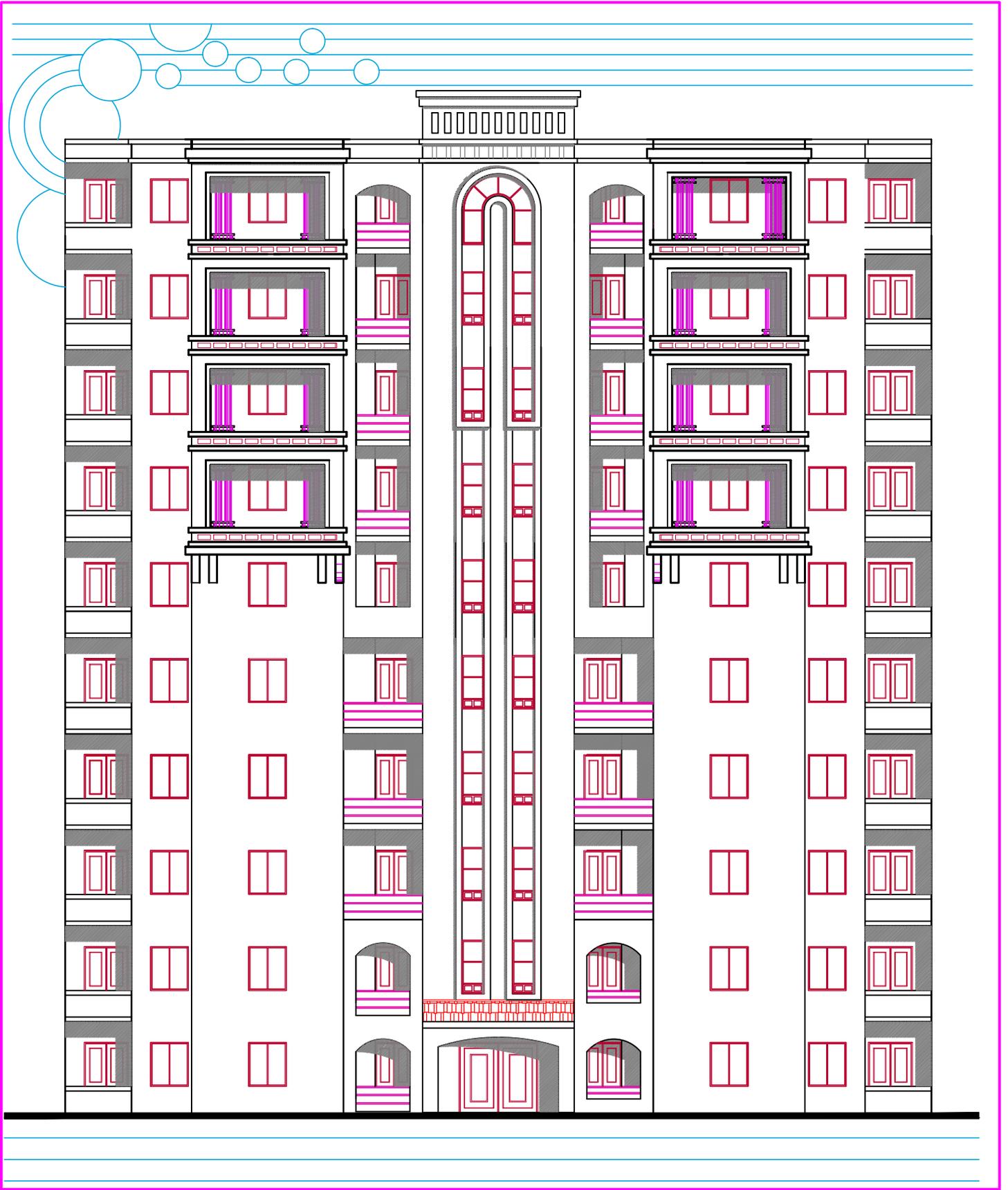
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- A_{cv} : section brute du béton
- $\emptyset : 0.75$: coefficient de sécurité
- V_u : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique de calcul
- V_n : effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant
- α_c : coefficient dépendant de l'élancement de mur
- ρ_v : Pourcentages des armatures verticales dans l'âme de mur
- ρ_h : Pourcentages des armatures horizontales dans l'âme du mur
- ρ_n : Pourcentages nominales des armatures dans l'âme de mur
- h_w : hauteur totale du voile mesure à partir de la base jusqu'au sommet de la structure

- l_w : longueur de mur en plan
- A_g : section transversale du voile

COFF FERR PLANCHERS NIV: +18.36 ; +21.42; +24.48 ; +27.54 ; +30.60

(6+7+8+9eme EATGE)

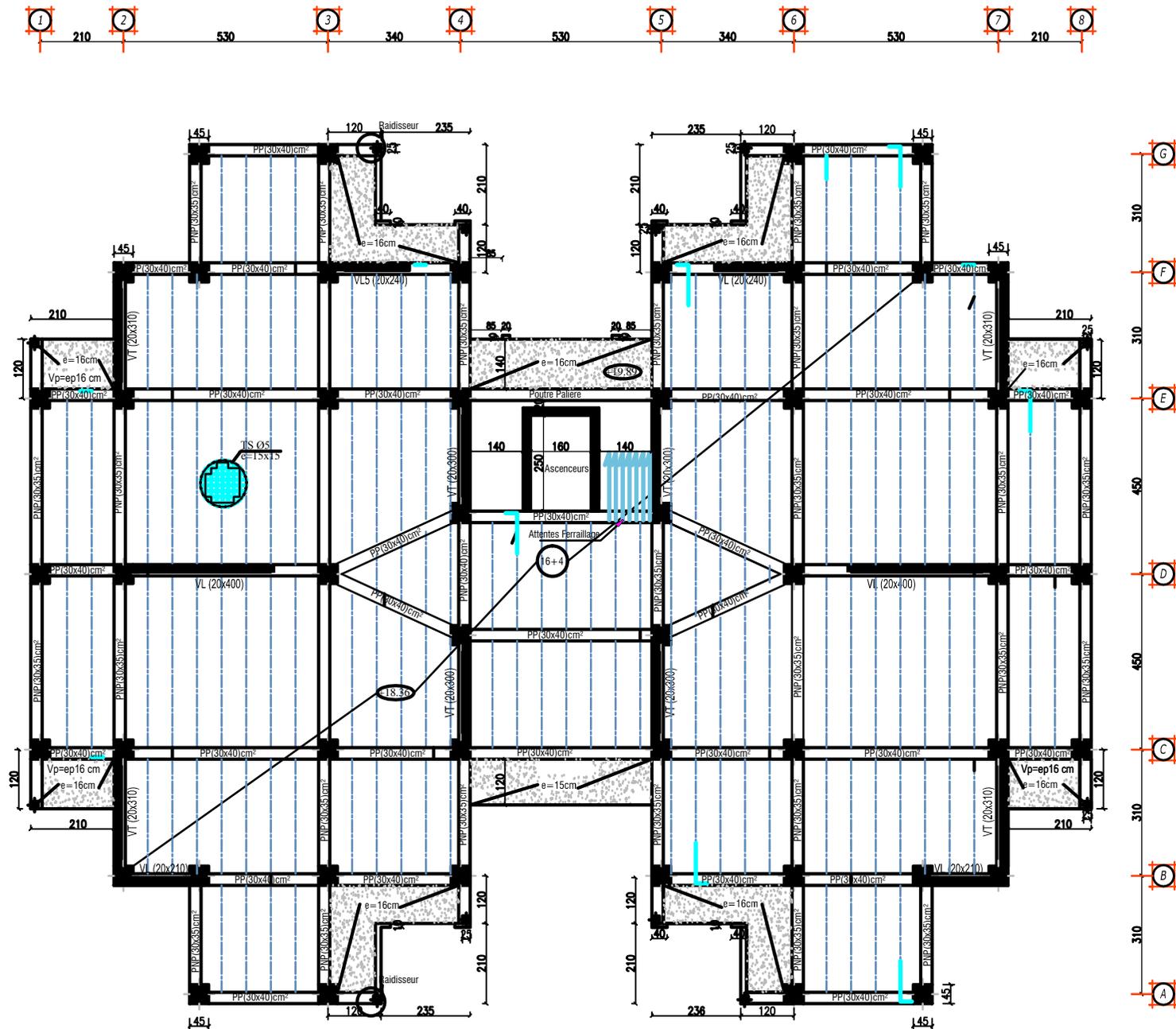




FAÇADE PRINCIPALE

COFF FERR PLANCHERS NIV: +3.06 ; +6.12 ; +9.18 ; +12.24 ; +15.30

(1er ; 2+3+4+5eme EATGE)



Introduction générale

Généralités

Le développement économique des bâtiments dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme d'importance élevée important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas bien conceptionnée Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement des structures pour construction rigide.

Objectif de travail

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples:

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Plan des chapitres

Notre étude est constituée de six chapitres comme suit :

Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Introduction générale

Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux tel que (les poteaux, les poutres et les voiles).

Le 3^{ème} chapitre présente le calcul des éléments non structuraux tel que (l'acrotère, les escaliers et les planchers....etc).

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.

Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5^{ème} chapitre.

le chapitre VI consiste à faire calculer le ferraillement des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

CHAPITRE 1

Présentation de L'ouvrage

1.1 Introduction

Le travail proposé dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+9+1SSL) à usage multifonctionnel (habitation+un parking).

L'ouvrage proposé est un ouvrages courants ou d'importance moyenne groupe 2 sera implanté à AIN-DEFLA classé zone de sismicité (zone **IIb**) selon la réglementation en vigueur ([RPA99,2003](#))

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation qui présente une forme irrégulière en élévation, cette structure est composée de

- sous sol utilisé comme parking.
- Rez-de-chaussée et 1^{er} étage , 2^{eme} et 3^{eme} 9^{eme} étage a usage d'habitation.

1.3 Description de l'ouvrage

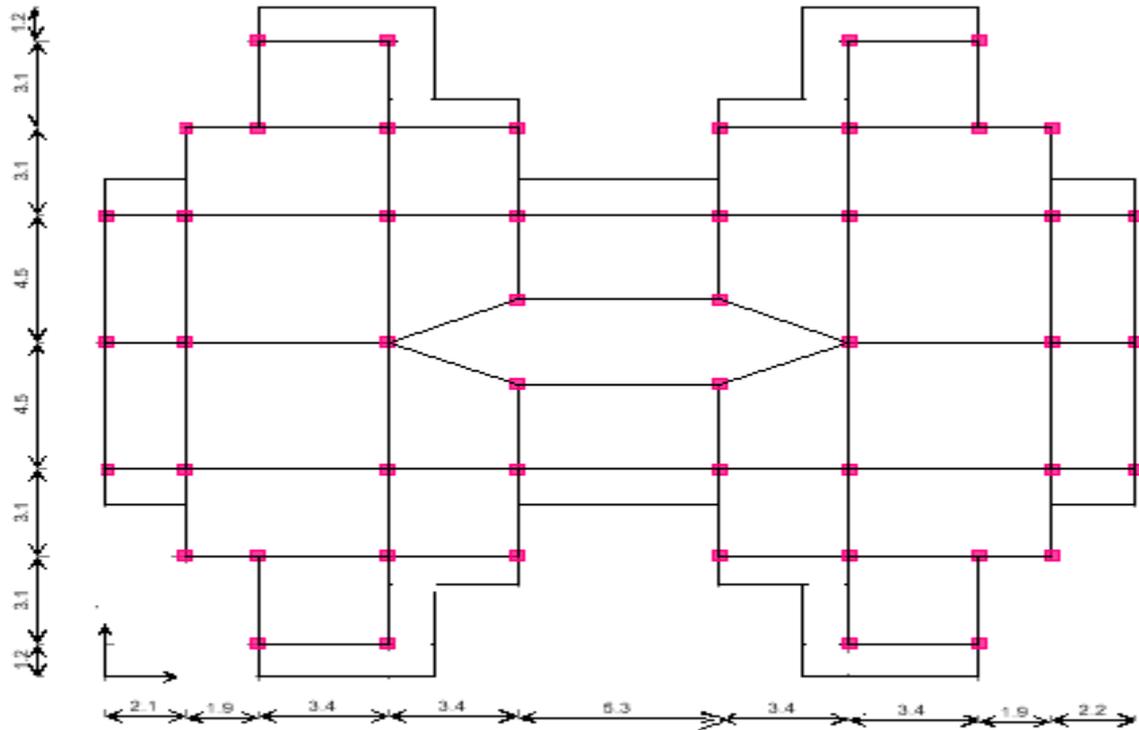
Le présent projet consiste à faire la conception et l'étude des éléments structuraux d'un bâtiment présentant de l'irrégularité en élévation, le bâtiment est composée d'une partie en R+9+sous sols.

1.3.1 Dimension en élévation

- Hauteur du sous sol 3,06 m.
- Hauteur des étages 1 , 2,.....9^{eme} étage . 3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère (sans sous sol) 33.66 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère (sans sous sol) 34.26 m
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère (avec sous sol) 37.32 m.

1.3.2 Dimension en plan

- Longueur totale (y-y) 21,85 m.
- Largeur totale (x-x) 27,35 m.



vue en plan

1.3.3 Ossature de l'ouvrage

Notre ouvrage est constitué par des portique auto stables en béton armé suivent les deux sens, et des voiles au niveau des cages d'ascenseurs.

a .Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension.

Les planches sont constituées par des dalles en corps creux en béton.

Le plancher terrasse est inaccessible.

b .Poutres

- les poutres *principales (PP)* sont suivant l'axe $x-x$
- les poutres *secondaires (PNP)* sont suivant l'axe $y-y$

c.Maçonnerie

- Mur extérieur façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- Mur intérieur à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

d. Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation d'usages.

1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 1991) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

1.4.1 Le Béton

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), liant hydraulique (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulas** pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre $0,2 \text{ mm} < C_g < 25 \text{ mm}$.
- **Liants** le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).
- **L'eau** l'eau utilisé dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

a) Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm^2) et de hauteur 32cm, dans (CBA, 1993)

Pour $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$ jours $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$ jours $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à 25 Mpa.

b) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à 2,1 MPa dans (BAEL,1991).

c) Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d-1) Déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à (BAEL 1991)

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

d-2) Déformation différée

les déformation différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est (BAEL 1991)

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve on trouve $E_{i28} = 10721,40 \text{ Mpa}$

d) Coefficient de Poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. (BAEL 1991)

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à

- $\nu = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services.
- $\nu = 0$ Dans le cas des états limites ultimes.

e) Les contraintes limites de calcul

En se referant au règlement du (BAEL 1991) ; on distingue deux états limites.

f.1. Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au de la duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

γ_b = coefficient de sécurité .

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

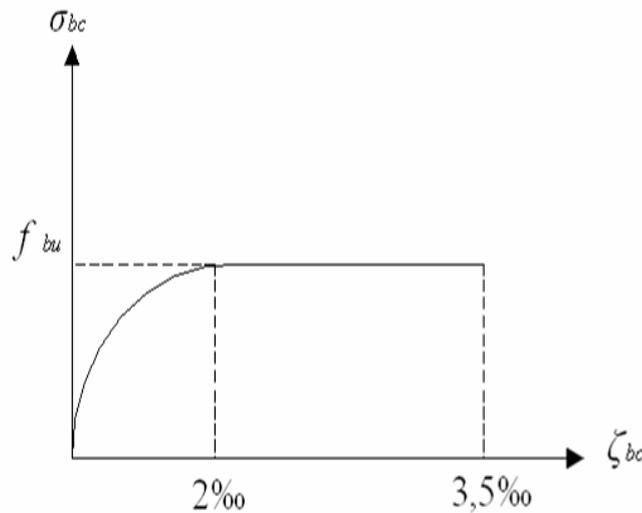


Figure.I.1: Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

f-2) États Limites de Service (ELS)

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (\text{MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

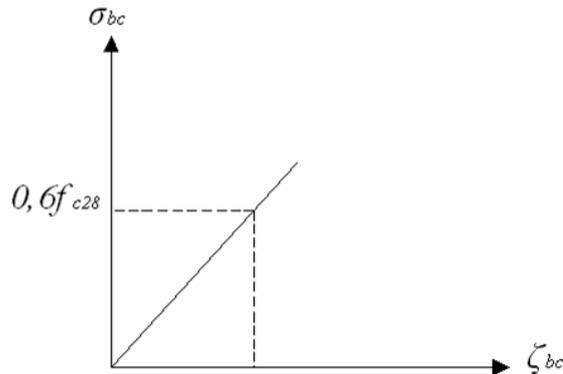


Figure.I.2: Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

1.4.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des acier est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le (BAEL 1991) dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

b) Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à $E_s = 200000 \text{ Mpa}$.

c) État Limite Ultime (ELU)

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après

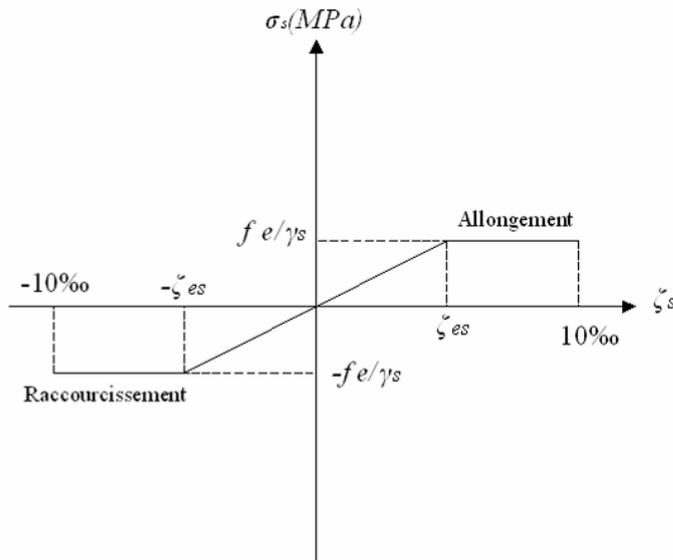


Figure.I.3: Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

Avec

σ_s Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable.} \\ 1,00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

E_s Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$ égal

ε_s Allongement relatif de l'acier

$$\varepsilon_s = \Delta L/L$$

d) État Limite de Service (ELS)

➔ Fissuration peu nuisible pas de vérification.

➔ Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(95 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \right\}$

→ Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

Avec :

η Coefficient de fissuration, il a pour valeur

$\eta = 1,0$ Acier rond lisse

$\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

1.5 Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes

1.5.1 État limite ultime (ELU)

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

1.5.2 État limite de service (ELS)

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

◆ rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

◆ haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

Allongement de rupture $\zeta_s = 10\%$

CHAPITRE 2

Pré dimensionnement

II.1 Introduction

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du [RPA1999 \[2\]](#) et du [CBA1993 \[3\]](#) Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

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.

II.2 Pré-dimensionnement Des Dalles

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (poteaux, poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1- Dalle en corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

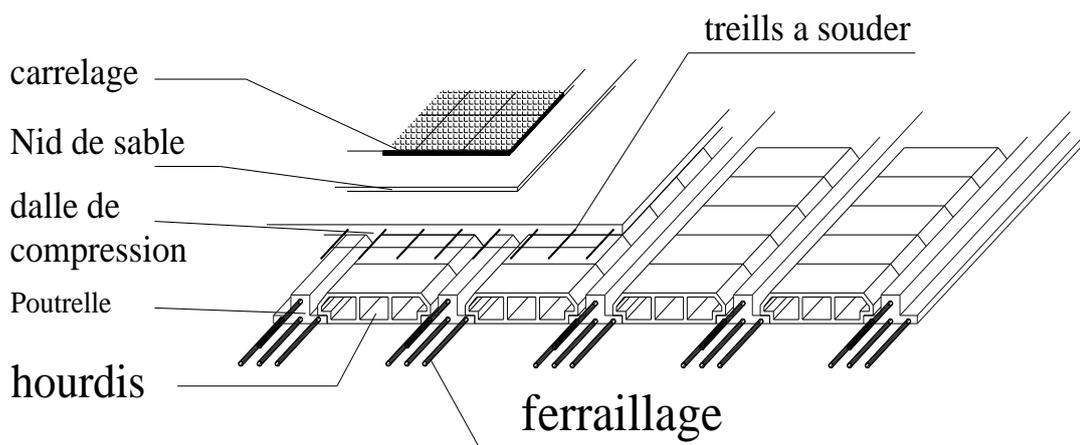


Figure (II-1) : Dalle en corps creux.

Condition de flèche selon le CBA1993 [3]

$$\frac{L_x}{25} \leq e \leq \frac{L_x}{22}$$

$$L_x = 450 \text{ cm} \rightarrow 18 \text{ cm} \leq e \leq 20.45 \text{ cm}$$

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

Choix final

l'épaisseur de la dalle choisit : $e=16+4=20\text{cm}$

II.3 Evaluation Des Charges

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. plancher terrasse inaccessible

a. Les charges permanentes

1- Protection gravillons (e=5 cm).....	1.00 kN/m ²
2- Etanchéité multicouches (2 cm).....	0.12 kN/m ²
3- Forme de pente (e moy) = 10cm; ρ=22 kN/m ³	2.20 kN/m ²
4- Isolation thermique (4cm; ρ= 0.4 kN /m ³)	0.016 kN/m ²
5- Dalle à corps creux en polystyrène (16+4)	2.83 kN/m ²
6- Enduit en plâtre (2cm).....	0.20 kN/m ²
	<hr style="width: 100px; margin-left: auto; margin-right: 0;"/>
	ΣG = 6.53kN/m ²

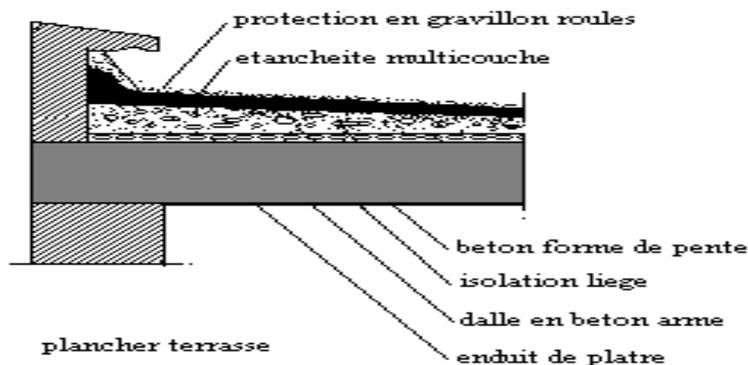


Figure.II-2 Plancher terrasse

b. Les charge d’exploitation

Terrasse inaccessible $Q=1,00kN/m^2$

II.3.2. plancher etage courant

a. Charges permanentes

1- Carrelage (2cm).....	0,40 kN/m ²
2- Mortier de pose (2cm).....	0,40 kN/m ²
3- Lit de sable (3cm)	0,54 kN/m ²
4- plancher à corps creux en polystyrène (16+4).....	2.83 kN/m ²
5- Enduit en plâtre (2cm)	0.20 kN/m ²
6- Cloisons de distribution.....	<u>1,00 kN/m²</u>

$\Sigma G = 5.54 \text{ kN/m}^2$

b. Surcharge d’exploitation

$Q=1,50kN/m^2$ (habitation)

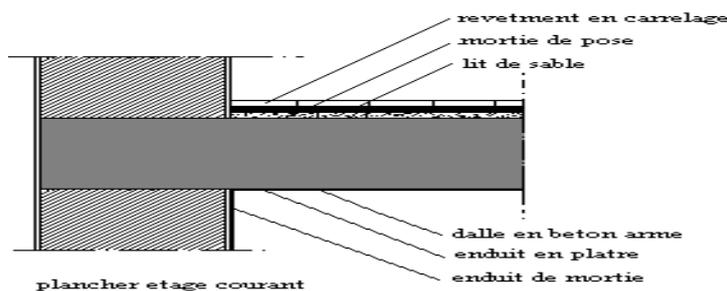


Figure.II.3 Plancher

II.4.Pré-dimensionnement Des Poutres

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil. Pour dimensionner une poutre, on doit respecter les critères de résistance et de déformation. Il existe plusieurs méthodes pour le dimensionnement des poutres, nous utilisons celle qui se base sur la déformation (la flèche). Le Pré dimensionnement des poutres a été fait selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (porteuses)
- Poutres secondaires (non porteuses)

II-4-1) Poutre longitudinales (porteuses)

on prend le poteau $40 \times 40 \text{ cm}^2$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \quad 32.66 \leq h \leq 49 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

La largeur b comprise entre $0.3h$ et $0.7h$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions exigées par RPA1999 [2].

$$h = 40 \geq 20 \text{ cm}$$

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

$$h/b = 40/30 = 1.33 < 4$$

$$h/L = 0.40/5.3 = 0.075 > 1/16$$

Les quatres conditions sont vérifie, Selon le règlement [RPA1999 \[2\]](#), on prend la section de la poutre principale $30 \times 40 \text{ cm}^2$

II-4-2) poutre transversales (non porteuses)

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \quad 27.33 \leq h \leq 41 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

La largeur b comprise entre $0.3h$ et $0.7h$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \gg \quad 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions exigées par [RPA1999 \[2\]](#)

$$h = 35 \geq 20 \text{ cm}$$

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

$$b/h = 30/35 = 0.85 < 4$$

$$h/L = 0.35/4.1 = 0.08 > 1/16 \quad \text{condition de rigidité}$$

Les quatres conditions sont vérifie Selon le règlement [RPA1999 \[2\]](#), on prend la section de la poutre secondaire $30 \times 35 \text{ cm}^2$

II.3.4.maçonrie

Murs extérieurs

1- Enduit en ciment ($e=2cm ; \rho=18kN/m^3$)	$0,20 kN/m^2$
2- Brique creuse ($e=15cm$)	$1,35 kN/m^2$
3- Ame d'air ($e=5cm$)	$0,00 kN/m^2$
4- Brique creuse ($e=10cm$)	$0,90 kN/m^2$
5- Enduit en plâtre ($e=2cm ; \rho=10kN/m^3$)	$0,36kN/m^2$
	$\Sigma G = 2,81 kN/m^2$

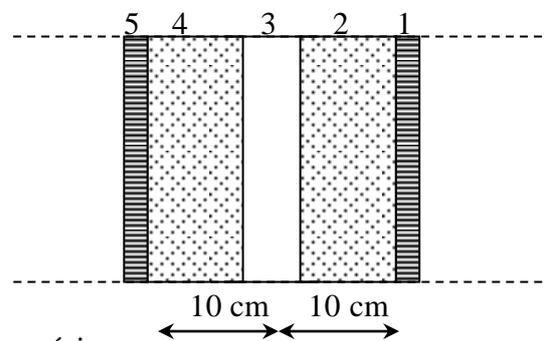


Figure II.4.Mur extérieure

II.5.Pré-dimensionnement Des Poteaux

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le [RPA1999 \[2\]](#).
- ✓ Vérifier la section à ELS.

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par DTR B.C.2.2 [4]}$$

Avec :

n Nombre d'étage.

Q₀ : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II-1. Décence des charge

Niveau des planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	∑ ₀ =Q ₀	1
P8	Q ₁	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,5
P7	Q ₂	∑ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P6	Q ₃	∑ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P5	Q ₄	∑ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
P4	Q ₅	∑ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
P3	Q ₆	∑ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
P2	Q ₇	∑ ₇ =Q ₀ +0,714(Q ₁ +...+Q ₇)	8,50
P1	Q ₈	∑ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +...+Q ₇ +Q _{ad})	9,97
P.RDC	Q ₉	∑ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +...+Q ₇ +2Q _{ad})	11,38
S/SOL	Q ₁₀	∑ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ +...+Q ₇ +Q _{ad})+ Q _{com}	16,075

1. Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

λ : Elancement 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 ($f_e=400MPa$).

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

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

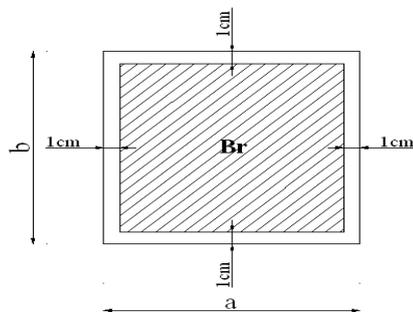


Figure.II.5.La section réduite d'un poteaux

* Selon le BAEL 1991[1]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

e. Le minimum requis par RPA1999 [2]

Pour une zone sismique **I**ib****, on doit avoir au minimum :

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

Avec :

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

h_e : Hauteur d'étage.

Les poteaux les plus sollicités sont

$$\left. \begin{aligned} \bullet \text{Poteau central} : S &= 19,57\text{m}^2 \\ \bullet \text{Poteau de rive} : S &= 4,72\text{ m}^2 \\ \bullet \text{Poteau d'angle} : S &= 5,27\text{ m}^2 \end{aligned} \right\}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul

✓ **Poteau central**

$$S_{pl} = 4,35 \times 4,5 = 19,57 \text{ m}^2$$

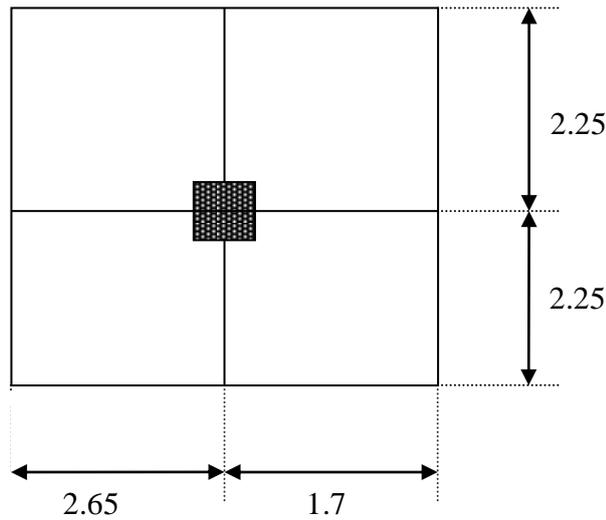


Figure II.6. surface du poteau central

Détermination des charges permanentes

✓ poids plancher terrasse	$G_{PT} = 6,53 \times 19,57 = 127,80 \text{ kN}$
✓ Poids des poutres longitudinales	$G_{PP} = 0,40 \times 0,30 \times 25 \times 5,30 = 15,90 \text{ kN}$
✓ Poids des poutres transversales	$G_{PP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 4,50 = 11,81 \text{ kN}$
✓ Poids du poteau	$PP = (0,40 \times 0,40) \times 25 \times 2,66 = 10,64 \text{ kN}$
	<hr/> $G_T = 166,15 \text{ kN}$

Poids revenant au 8^{ème} étage :

✓ poids plancher courant	$G_{PC} = 5,54 \times 19,57 = 108,41 \text{ kN}$
✓ Poids des poutres longitudinales	$G_{PP} = 0,40 \times 0,30 \times 25 \times 5,30 = 15,90 \text{ kN}$
✓ Poids des poutres transversales	$G_{PP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 4,50 = 11,81 \text{ kN}$
✓ Poids du poteau	$PP = (0,40 \times 0,40) \times 25 \times 2,66 = 10,64 \text{ kN}$
	<hr/> $g = 146,76 \text{ kN}$

D'où : $G_8 = G_{T+} + g = 312.91 \text{ kN}$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_8 + g = 459.67 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_7 + g = 606.43 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$D'où : G_5 = G_6 + g = 753.20 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$D'où : G_4 = G_5 + g = 899.95 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$D'où : G_3 = G_4 + g = 1046.71 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$D'où : G_2 = G_3 + g = 1193.47 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1^{ème} étage :

$$D'où : G_1 = G_2 + g = 1340.23 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$D'où : G_{RDC} = G_1 + g = 1486.99 \text{ kN}$$

Poids revenant au S.Sol :

$$D'où : G_{ss} = G_{RDC} + g = 1633.75 \text{ kN}$$

Tableau II.2. le choix des dimension du poteau central

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	Vérification
P9	166.15	19.57	253.65	167.40	14,93	30x30	30x30	OK
P8	312.91	48.92	495.80	327.22	20.08	30x30	30x30	OK
P7	459.67	75.34	733.56	484.14	24,28	30x30	30x30	OK
P6	606.43	98.82	966.91	638.16	27,27	30x30	30x30	OK
P5	753.20	119.37	1195.87	789.27	30,1	30x30	35x35	OK
P4	899.95	136.99	1420.41	937.47	32.61	30x30	35x35	OK
P3	1046.31	151.66	1640.00	1082.4	34.89	30x30	35x35	OK
P2	1193.47	166.34	1860.70	1228.06	37.04	30x30	40x40	OK
P1	1340.23	195.11	2101.97	1387.30	39.24	30x30	40x40	OK
RDC	1486.99	222.70	2341.48	1545.37	41.31	30x30	45x45	OK
S.Sol	1633.75	314.58	2677.43	1767.10	44.03	30x30	45x45	OK

Tableau II.3 .Sections adoptées final pour les poteaux

	Poteau central
s/sol	45x45
RDC	45x45
1 ^{er} étage ,2 ^{eme}	40x40
3 ^{eme} , 4 ^{eme} ,5 ^{eme} ,	35x35
6 ^{eme} ,7 ^{eme} , 8 ^{eme} ,9 ^{eme} étage	30x30

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Le prédimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du [RPA1999 \[2\]](#).

Le contreventement mixte avec justification de l'interaction portique et voiles, tel que donné dans le [RPA1999 \[2\]](#), est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- 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 portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armée se fera à la lumière du [RPA1999 \[2\]](#).

. Les charges prises en compte dans le prédimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

D'après le [RPA1999 \[2\]](#), les voiles doivent satisfaire la condition : $L > 4 \times e$
Où « e » est l'épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$e \geq h_e / 25 = 2.66 / 20 = 13,3 \text{ cm.}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et exigée par le [RPA1999 \[2\]](#) est de $e = 15 \text{ cm.}$

On adopte une épaisseur de voile égale à : **$e = 20 \text{ cm.}$**

L'épaisseur calculée est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur

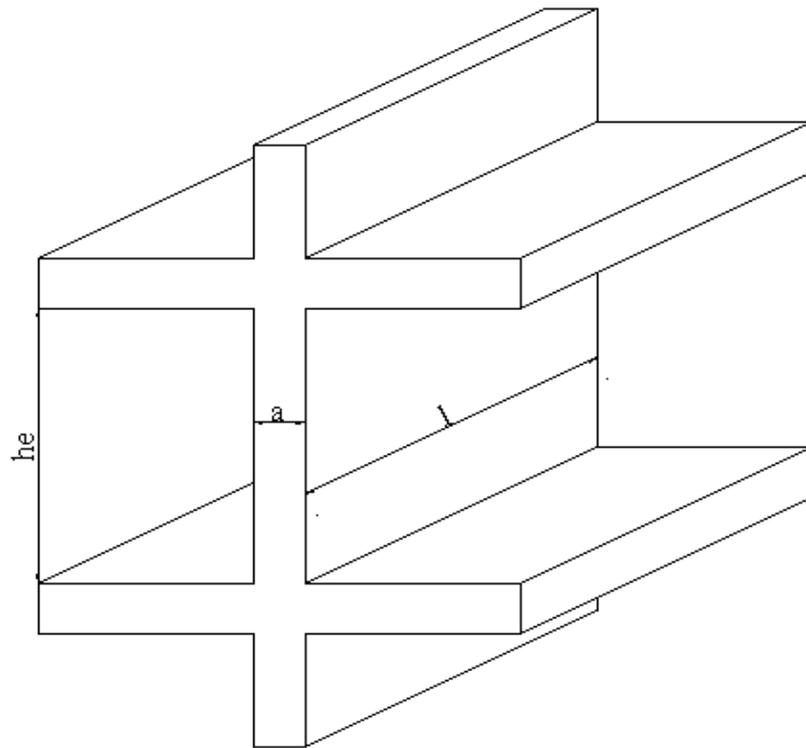


Figure II.7 : Coupe de voile en plan

CHAPITRE 3

*Calcul Des éléments
Secondaires*

III.1. ACROTÈRE

III.1.1. introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

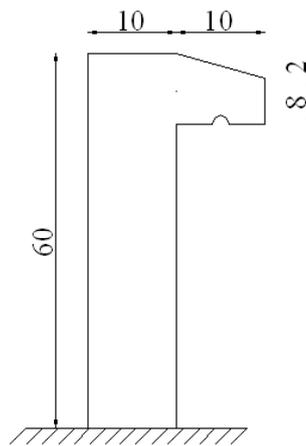


Figure .III.1: Acrotère

III.1.2. évaluation des charges :a. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 cm^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN / ml$$

- Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=14kN/m^3$)

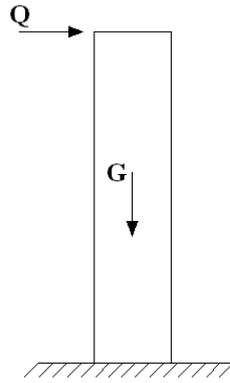


Figure .III.2: Sollicitations de l'acrotère

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2.10^{-2} = 0,392kN/ml$$

$$G=2,117kN/ml$$

b. Charge d'exploitation

- $Q=1,00kN/ml$
- **L'action des forces horizontales Q_h (F_p)**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$.

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,20$] groupe IIB.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = $2,117kN$.

$$F_p=4 \times 0,30 \times 0,8 \times 2,12 = 2,03kN.$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 2,03kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 2,03kN$$

Donc pour une bande de $1m$ de largeur :

$$G=2,117kN/ml \text{ et } Q=2,03kN/ml$$

III.1.3.calcul des efforts Pour une bande de 1m de largeur

➤ E.L.U

$$N_u = 1,35G = 2,858kN$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,83kNm$$

$$T_u = 1,5Q_h = 3,05kN$$

➤ E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,117kN$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,22kNm$$

$$T_{ser} = Q_h = 2,03kN$$

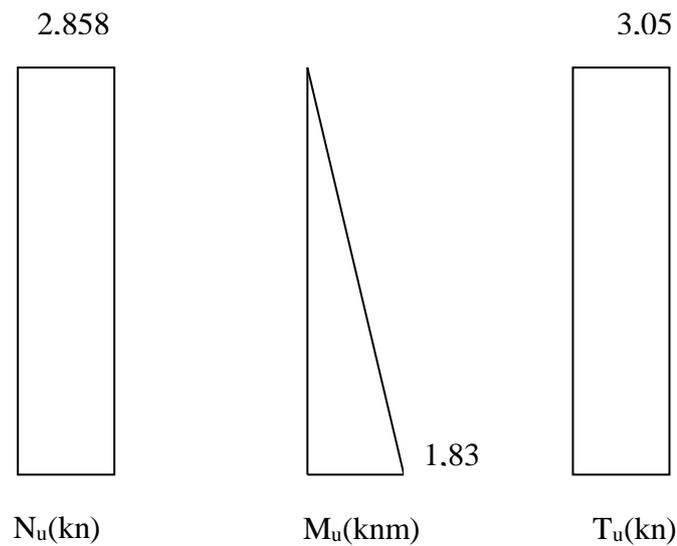
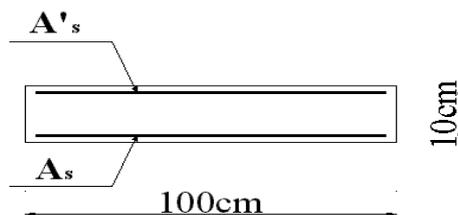


Figure III.3 diagrammes des effort à l'ELU

III.1.4.ferraillage de l'acrotère

$h=10cm$; $b=100cm$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $c=c'=2cm$; $f_e=400MPa$



Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,83}{2,858} = 64,03 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif M_f

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,92 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0167$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0211$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,92 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 62,85 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 54,64 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,55 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5. vérification de la section d'acier selon BAEL1991 [1].

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1\text{cm}^2; 1,087\text{cm}^2\} = 1,087\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T8=3.01\text{cm}^2$

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

III.1.6.armatures de répartitions

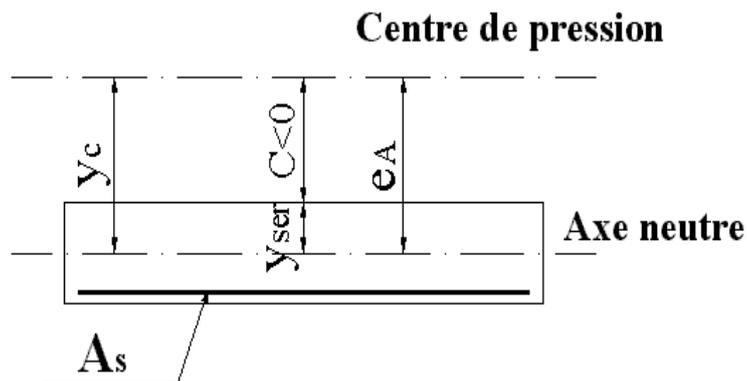
$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,75\text{cm}^2$$

On choisi $4T8=2.01\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18\text{cm}$

III.1.7.vérification a L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 57,63\text{cm}$$



On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 61,63\text{cm} \Rightarrow C = -52,63\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le BAEL1991 [1]

on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = -8299,04 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2\frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2\frac{A_s}{b} = 281183,93 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -5,61 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,97 \Rightarrow \varphi = 165,93^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 105,19$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -104,84 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 59,87 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 44,97 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 59,87 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 59,87 - 52,63 = 7,24 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} y_{ser} = 7,24 \text{ cm} \\ y_c = 59,87 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 12729,10 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Vérification des contraintes**a. Contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117.10^3 \times 46,13.10}{1900,79.10^4} \right) \times 31,3 = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \quad (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 2,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifiée}$$

III.1.8. vérification de l'efforts tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,05.10^3}{90.10^3} = 0,034 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$

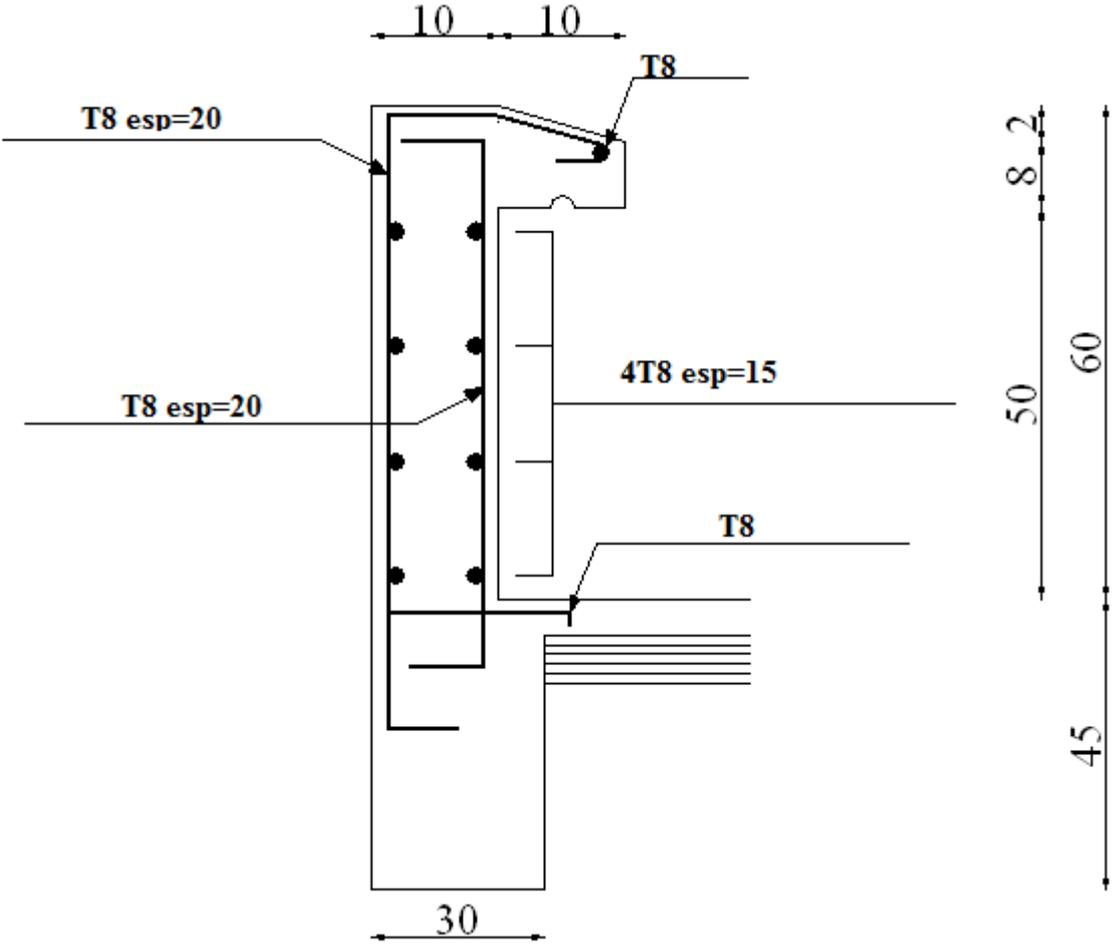


Figure III-4 : ferraillage d'acrotère

III.2. Plancher en corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ pour les plancher courante et une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

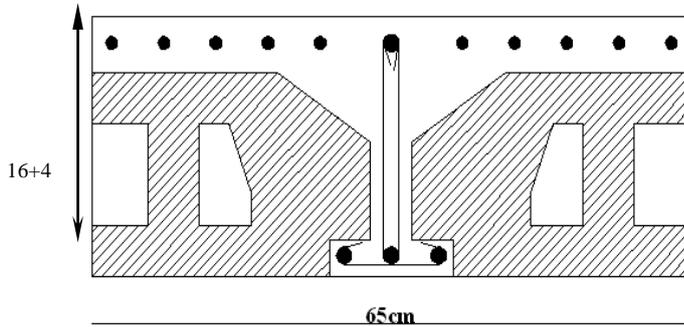


Figure III.5: Coupe du plancher en corps creux

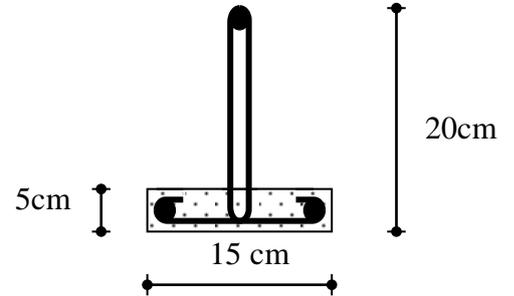


Figure III-6 : La nervure .

III.2.1. Etude des poutrelles

1 plancher courante (16+4)

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

a. Dimensions de la poutrelles

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} [3] \Rightarrow \frac{450}{25} \leq h \leq \frac{450}{20}$$

$$\Rightarrow 18,00 \leq h \leq 22,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 15 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

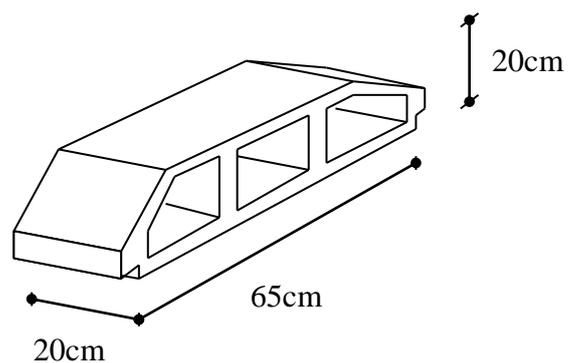


Figure III.7 Corps Creux

c. Calcul des moments

Etant donnée que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

b.1. Méthode Forfaitaire**b.1.1. Domaine d'application**

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

b.1.2. Exposé de la méthode

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis

- $M = 0,2M_0$ appuis de rive
- $M = 0,6M_0$ pour une poutre à deux travées
- $M = 0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- $M = 0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

b.2. Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

b.2.1. Exposé de la méthode*** Moment sur appuis**

$$* M_a = 0,15M_0 \quad \text{Appuis de rives}$$

$$* M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appuis int ermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• Moment en travée

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w' " à gauche et " l_e' " à droite, avec :

$l'=l$ pour une travée de rive

$l'=0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

*** Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c. Calcul des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=4,50\text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

Poids propre de la poutrelle	$0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
Poids du corps creux	$0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,45 \text{ kN/ml}$
	$G = 1,6 \text{ kN/ml}$

➤ Charges d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,14 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = 2,26 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,14 \times (4,50)^2}{8} = 7,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,26 \times (4,50)^2}{8} = 5,7 \text{ kN.m}$$

Ferraillage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 7,94 \text{ kNm} ; b = 15 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,17 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

* 2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

Evaluation des charges et surcharges

Plancher terrasse

$$G=6,53 \times 0,65=4,24 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

Plancher habitation

$$G=5,54 \times 0,65=3,61 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1,50 \times 0,65=0,97 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges

Plancher terrasse

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,37 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=4,89 \text{ kN/ml}$$

Plancher habitation

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,32 \text{ kN/ml}$$

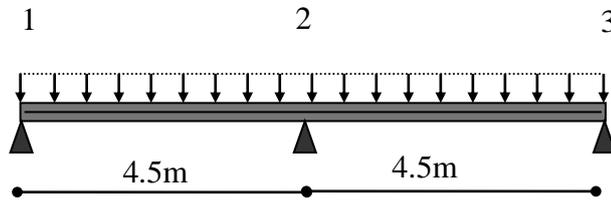
$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=4,58 \text{ kN/ml}$$

Conclusion

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

2- Poutrelle à deux travées

➤ Méthode de Caquot



$Q_u=6,37 \text{ kN/ml}$

$Q_{ser}=4,89 \text{ kN/ml}$

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

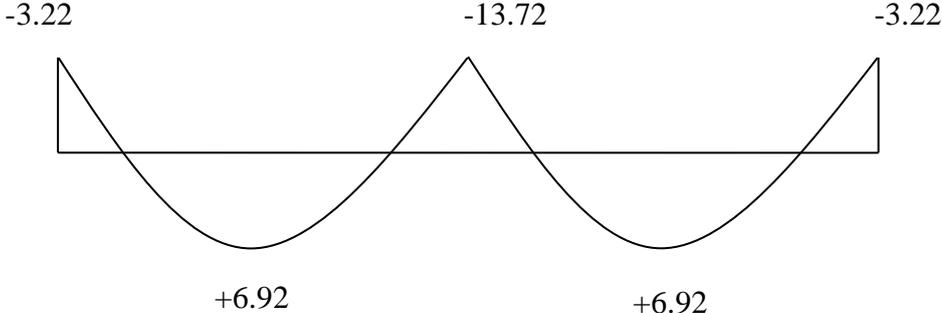
Tableau.III.1 Tableau récapitulatif des efforts à deux travées

Appui	appuis		Travé	Portée (m)	Portée (m)	X_i (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS					ELU		ELS			
							T_w	T_e	T_w	T_e		
1	-3.22	-2.47	1-2	4.5	4.5	1,3	6,92	5,31	11,67	-15.23	9,53	-12,22
2	-13,7	-11,64	2-3	4.5	4.5	2,0	6,92	5,31	15.23	-11,67	12,22	-9,53
3	-3.22	-2.47										

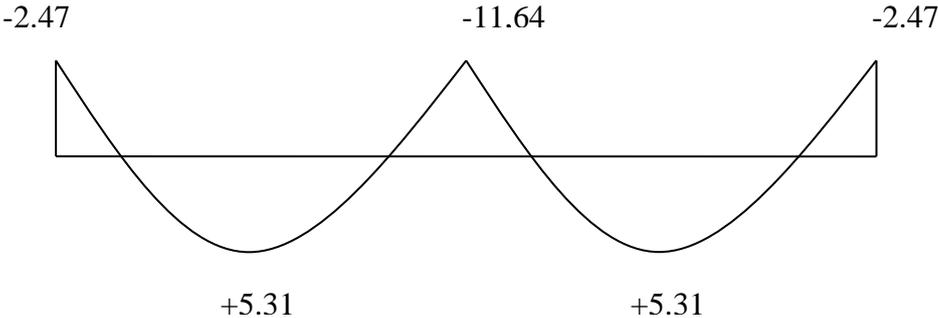
Diagrammes des efforts internes

- Moment fléchissant

- E.L.U

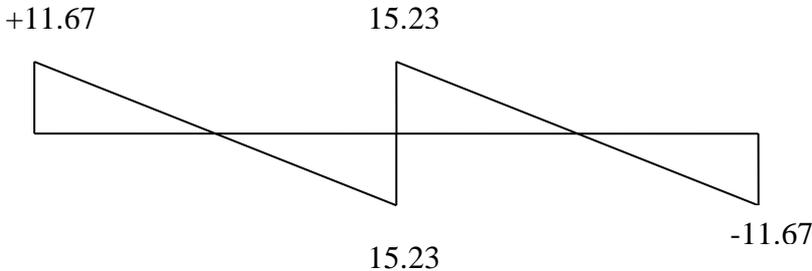


- E.L.S

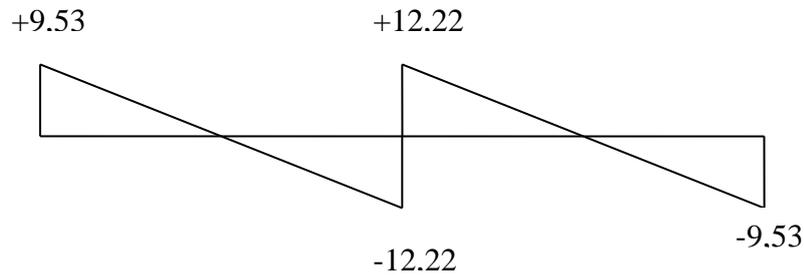


- Effort tranchant

- E.L.U

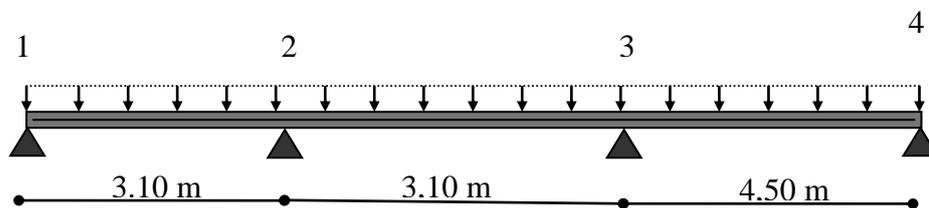


➤ E.L.S



3- Poutrelles à trois travée

➤ Méthode de Caquot



Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

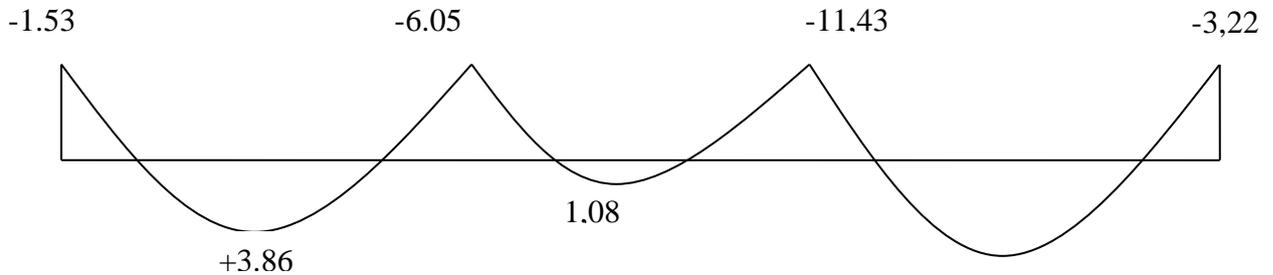
Tableau.III.2 Tableau récapitulatif des efforts à trois travées

Apps	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	X_i (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)				
	ELU	ELS					ELU	ELS	ELU		ELS		
									T_w	T_e	T_w	T_e	
1	-1,53	-1.2	1-2	3.10	3.10	1,98	3.86	2.96	8.41	-	11.33	5,00	-8.65
2	-6,05	-4,64	2-3	3.10	2,48	0,91	1,08	-	11.3	-	15.54	8,65	-13,00
3	-	-8.76	3-4	4,50	4,50	2,72	9.10	6.75	15.5	-	12,51	13,09	-
4	-3,22	-2,47							4				10,,84

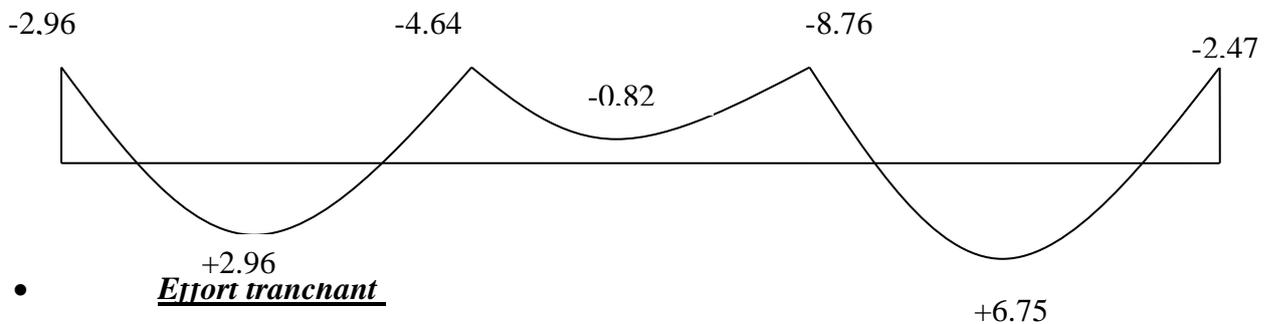
Diagrammes des efforts internes

- Moment fléchissant

- E.L.U

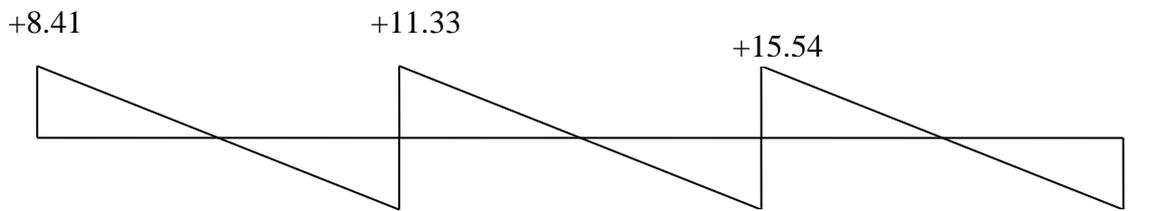


- E.L.S

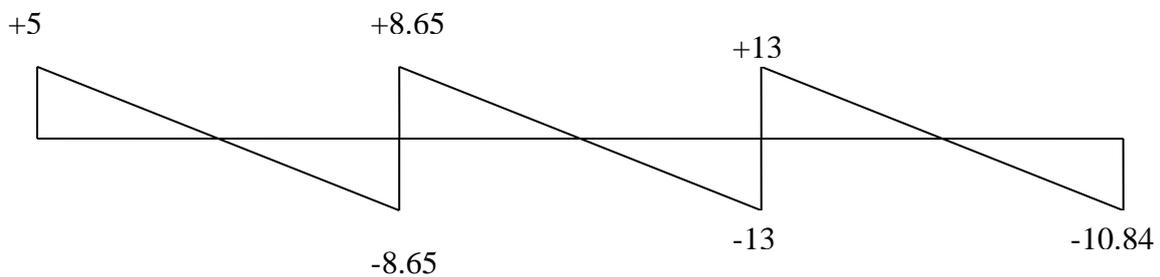


- Effort tranchant

E.L.U



E.L.S :



III.2.4.Calcul du ferrailage

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U $M_{tu}^{max} = 9.1 \text{ kN.m}$

$$M_{au}^{max} = 13.72 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{max} = 15.23 \text{ kN.m}$$

E.L.S $M_{tser}^{max} = 6,75 \text{ kN.m}$

$$M_{aser}^{max} = 11.64 \text{ kN.m}$$

III.2.4.1.Ferraillage en travée

$h=20\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=15\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} = 9,1 \text{ kN.m} < M_{tab} = 75,526 \text{ kN.m}$

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

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

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

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

Tableau.III.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9,1	0,030	Oui	0	0,043	17,78	Oui	10‰	348	1,52

Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,48\text{cm}^2 ; 1,52\text{cm}^2\} = 1,52\text{cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,36\text{cm}^2$)

III.2.4.2.Ferrailage sur appuis

On a: $M_{au}^{max} = 13.72 \text{ KN.m} < M_{tab} = 75,526 \text{ kN.m}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau.III.4 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appui

$M_{au}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
13.72	0,03	Oui	0	0,059	17,77	oui	10 ‰	348	2,22

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{min} \geq \frac{bh_0^3}{12} + (bh_0) \times G_1 G_0^2 + \frac{BH_0^3}{12} + (BH) \times G_0 G_2^2$$

$$A_s = 2.22 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

III.4.3.Vérifications

a.Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 15,23 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{15.23 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.56 \text{ MPa}$$

Valeur limite de τ_u dans le cas de fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0.56 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 15,23 \text{ kN}$ \longrightarrow $6.66 \leq 0.62$ vérifiée

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,38 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,50 \quad \text{Vérifiée}$$

b. Vérification de la flèche

$$f_e = \frac{1}{500}$$

$$f_e = \frac{M_{\max} \times l^2}{9,6EI}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0 \delta^3 \quad (\text{théorie d'hygiènes})$$

- Calcul du moment de l'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + (bh_0) \times G_1 G_0^2 + \frac{BH_0^3}{12} + (BH) \times G_0 G_2^2 \times 0,04 \times$$

$$I = 0,65 \times 0,04^3 / 12 + 0,65 \times 0,0424^3 + 0,15 \times 0,16^3 / 12 + 0,12 \times 0,16 \times 0,0575^2$$

$$I = 1,5464 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 11696,07$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 13.72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Calcul de f

$$f = \frac{13.72 \times (4,5)^2}{9,6 \times 1,5464 \times 10^{-4} \times 116,90 \times 10^6} = 0,001$$

$$\frac{l}{500} = \frac{4,5}{500} = 0,09 \longrightarrow f \leq \frac{l}{500} \quad \text{il est vérifié}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24* ($f_e=235\text{MPa}$)

BAEL1991 [1]

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

RPA1999 [2]

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,8\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,8\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 8\text{mm}$

Donc :

- Selon le [BAEL1991 \[1\]](#)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 5,40 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,07 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le [RPA1999 \[2\]](#)

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 & \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\text{Ø}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

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

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

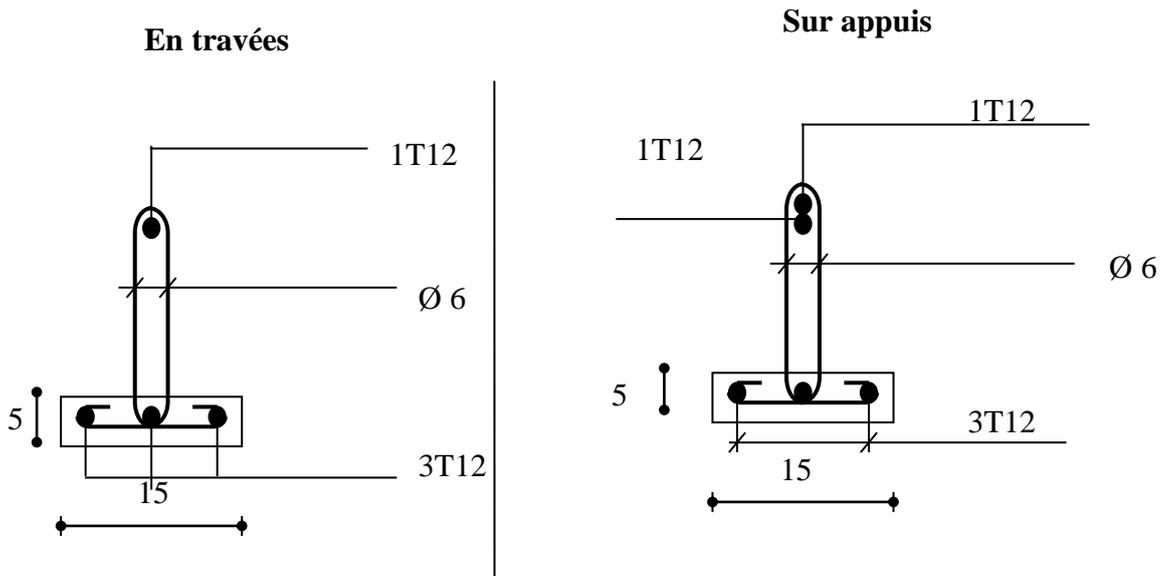


Figure III.8 : Disposition constructive des armatures des poutrelles

e. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$Fe=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$)

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6 \varnothing 5=1,18\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartition

$6 \varnothing 5=1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

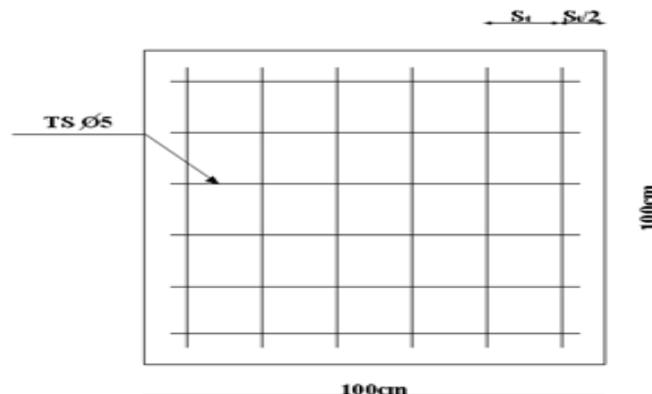


Figure III.9.Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.3.Etude De La Dalle Machine

III.3.1.Introduction

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

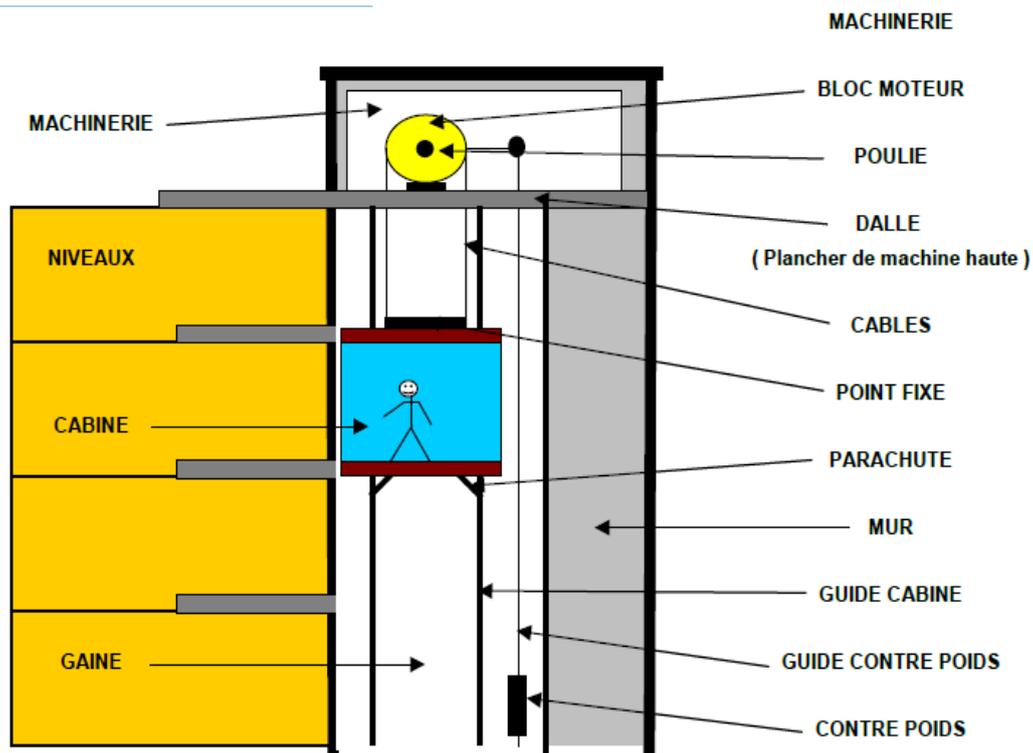


Figure III.10.Les composantes d'ascenseur

III.3.2.Pré-dimensionnement

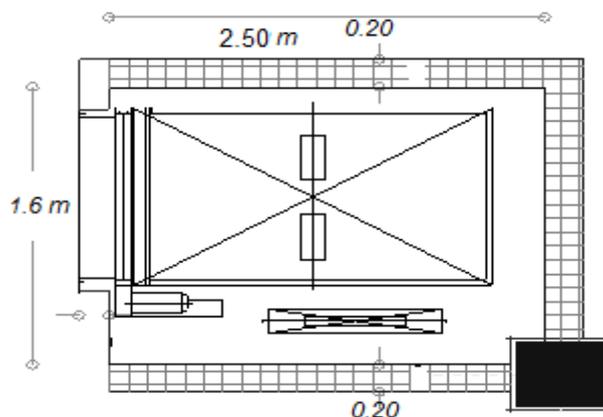


Figure III.11.Dimensions de la dalle machine

Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$ On prend : $e=25cm$

III.3.3. Détermination des charges

a. Charges permanentes

- | | |
|---------------------------------------|-------------------------------|
| - Poids de la dalle machine supportée | $50,00kN/m^2$ |
| - Poids propre de la dalle | $0,25 \times 25 = 6,25kN/m^2$ |
| | $G = 56,25kN/m^2$ |

b. charge d'exploitation

$$Q = 1kN/m^2$$

III.3.4. Combinaison des charges

$$\text{E.L.U. : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438kN/m^2$$

$$\text{E.L.S. : } q_{ser} = G + Q = 57,25kN/m^2$$

III.3.5. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de "ρ"

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{2,5} = 0,64 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0476 \Rightarrow M_x = 9.43kNm \\ \mu_y = 0,7438 \Rightarrow M_y = 7.01kNm \end{array} \right.$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8.01 KN m$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 5.95kNm$$

-Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2.83kNm$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2.1kNm$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 2.83kNm$$

III.3.6. Ferrailages de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

III.3.6.1. Ferrailage en travée

a. Dans le sens L_x

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau.III.5 Tableau récapitulatif du ferrailage en travée (sens L_x)

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
8.01	0,011	0	0,014	22,37	1.02	5T10	3,93

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens " L_y "

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = d_x - \phi_x = 21 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau.III.6 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

$M_{ty}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
5.95	0,009	0	0,011	20,90	0.82	5T10	3,93

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

III.3.6.2. Ferrailage sur appuis

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 22,5 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau.III.7 Tableau récapitulatif de ferrailage sur appuis

$M_a(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
2.83	0,004	0	0,005	22,45	0.4	5T8	2,51

Espacement

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm (\text{sens } x - x) & \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm (\text{sens } y - y) & \text{vérifiée} \end{cases}$$

III.3.6.3. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 54,33kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 41,3kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 54,33kN$$

$$\tau_u = \frac{54,33 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,241MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \quad \text{vérifiée}$$

III.3.7. Vérification à L'E.L.Sa -Vérification des contraintesBéton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Acier

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63MPa$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400MPa$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,64 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25kN/m^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0546 \Rightarrow M_x = 8.002kNm \\ \mu_y = 0,8216 \Rightarrow M_y = 6.57kNm \end{cases}$$

-Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85M_x = 6.8kNm$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 5.58kNm$$

-Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max}(0,3M_x ; 0,3 M_y) = 2.4kNm$$

1- Détermination de la valeur de "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

2- Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens dans le tableau suivant :

Tableau.III.8 Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		$M_i(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	23,91	3,93	4,59	22132,7	1.4	vérifiée	8.8	vérifiée
	(y-y)	5.58	3,93	4,42	19083,51	1.3		8.4	
Appuis		2.4	2,51	1,71	16439,91	0,24		4.85	

Vérification de la condition de non fragilité

$$h=25cm ; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,36cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,64 \end{cases}$$

➤ Sens L_{x-x}

Sur appuis : $A_x=2,51cm^2/ml > 2,12cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,93cm^2/ml > 2,12cm^2$ vérifiée

➤ Sens L_{y-y}

Sur appuis : $A_y=2,51cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée

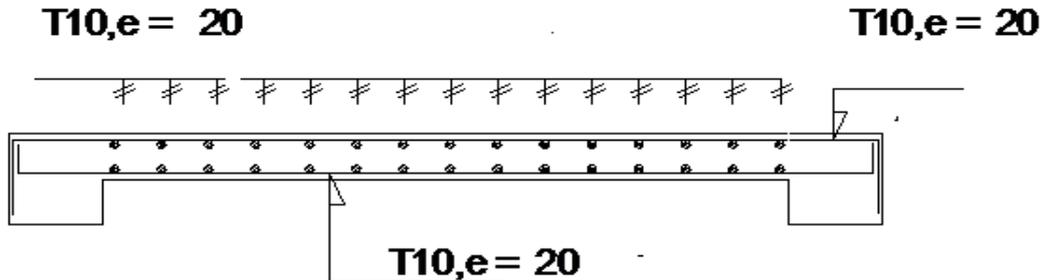
En travée : $A_x=3,93cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée

c - Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,156 > 0,0425 \\ 0,156 > 0,028 \text{ à } 0,037 \\ 0,7 < 2 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

COUPE : X - X



COUPE : Y - Y

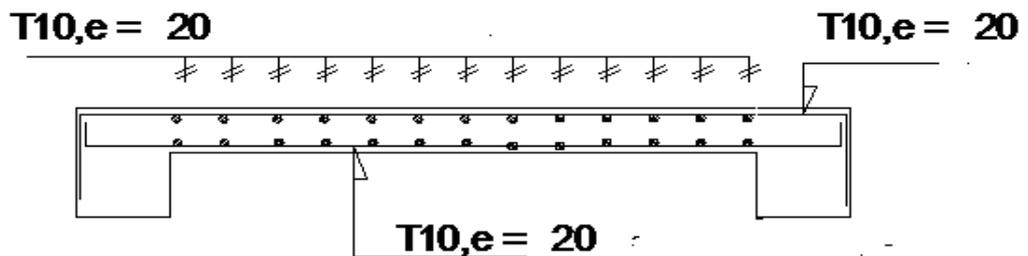


Figure III.12 : ferrailage de la dalle machine

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4. Les escalier

III.4.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Dans Notre structure il y a deux types d'escaliers : droit à deux volées, et un escalier tournant (balancé).

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.

La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté 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 empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Caractéristiques techniques

- hauteur de la marche : $h = 17$ cm

- largeur de la marche $g = 30$ cm

nombre de contremarche $n = (N - 1)$

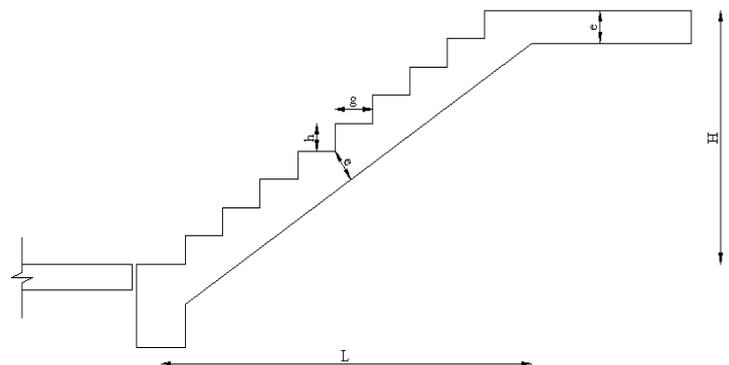


Figure III.13. Dimensions de l'escalier

- nombre de marche : $N \times h = H$

$$\Rightarrow n = H / h = 1,53 / 0,17 = 9$$

D'où $N = 8$

Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

a. Détermination de l'épaisseur de la pailasse

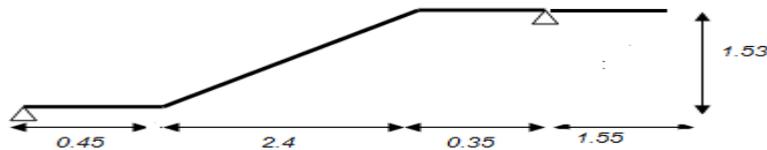
on a : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,55 = \sqrt{(2,40)^2 + (1,53)^2} + 1,55 = 4,39 \text{ m}$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 14,63 \leq e \leq 21,95 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 17 \text{ cm}$

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

Schéma statique de l'escalier



b. Angle d'inclinaison de la pailasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{240} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

1. Evaluation des charges

a. Palier

a. 1. Charges permanentes

- Carrelage ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 22 \text{ kN/m}^3$) $0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$) $0,40 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable ($e = 3 \text{ cm}$; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$) $0,54 \text{ kN/m}^2$
- Dalle pleine ($e = 18 \text{ cm}$) $4,50 \text{ kN/m}^2$
- Garde corps $1,00 \text{ kN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$) $0,36 \text{ kN/m}^2$

$$G_I = 7,24 \text{ kN/m}^2$$

a.2. Charge d'exploitation

$$Q_1=2,50KN/m^2$$

a. Paillasse

b. 1. Charges permanentes

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,17}{\cos 32,51}\right) = \dots\dots\dots 5,40KN/m^2$
- Carrelage ($e=2cm ; \rho=22kN/m^3$).....0,44kN/m²
- Mortier de pose ($e=2cm ; \rho=20kN/m^3$).....0,40kN/m²
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,18}{2} = \dots\dots\dots 2,25KN/m^2$
- Garde corps1,00kN/m²
- Enduit en ciment ($e=2cm$)0,36kN/m²

$$G_2=9,71KN/m^2$$

b. 2. Charge d'exploitation

$$Q_2=2,50KN/m^2$$

Combinaison des charges

E.L.U

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

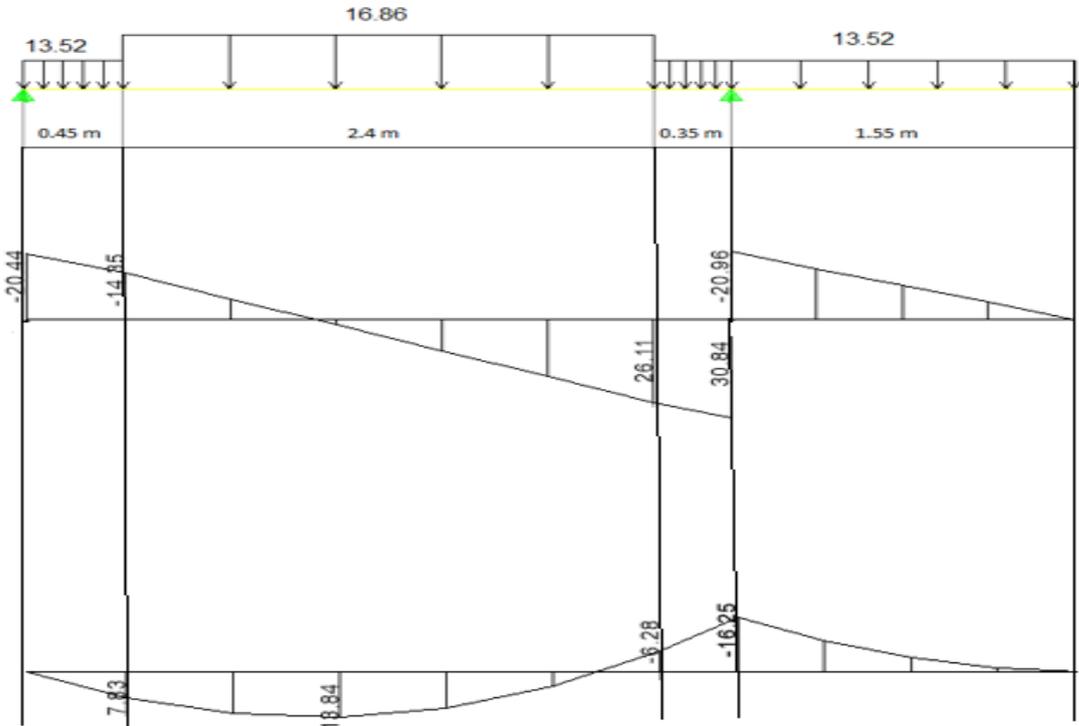
Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Charge à l'ELU et l'ELS

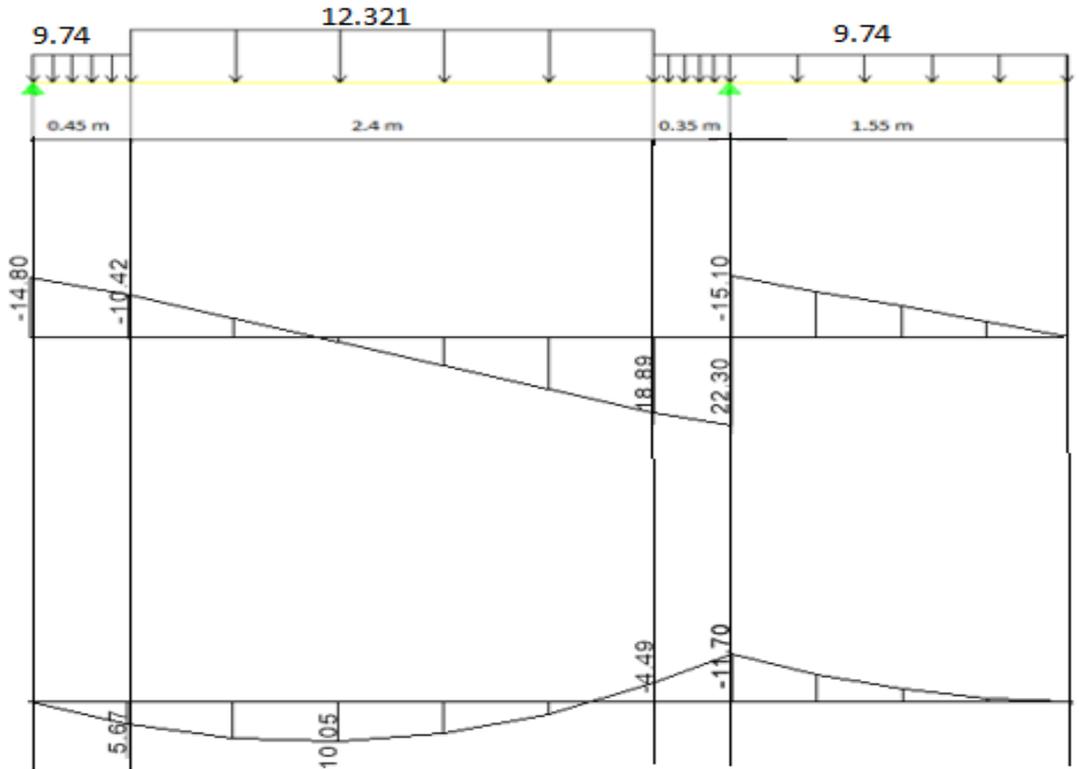
	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	13,52	16,86
ELS	9,74	12,21

2. Diagramme des efforts internes

➤ ELU



➤ ELS



3. Calcul des armatures

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100cm$; $h=17cm$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=15,3$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

$$M_U^{max} = 13.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_T=0.85M_U^{MAX} = 11.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{app}=0.5M_U^{MAX} = 6.92 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.9 Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	11.76	0,035	Oui	0	0,044	15,02	2.25	6T10	4.71
Appuis	6.92	0,021	Oui	0	0,026	15,13	1,31	5T10	3.93

Espacement

En travée $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$ On prend $esp=20cm$

Sur appui $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On prend $esp=25cm$

Armature de répartition

▪ **En travée** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.18cm^2/ml \leq A_r \leq 2.35cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec $S_t=25cm$

▪ **Sur appui** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2/ml \leq A_r \leq 1.97cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01 cm² avec $S_t=25cm$

4. VÉRIFICATIONS

a. **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,85cm^2$$

En travée $A_s = 4.71cm^2 > A_s^{min} = 1,85cm^2$ vérifiée

Sur appui $A_s = 3.93cm^2 > A_s^{min} = 1,85cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{30,84 \times \cos \alpha \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,17 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,17 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'E.L.S

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

c. 1. Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2 \text{cm} ; d = 15,30 \text{cm} ; b = 100 \text{cm} ; A_s' = 0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau.III.10 Vérification des contraintes à l'E.L.S

	M_{ser}(KNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
Travée	8.54	4.71	3.95	10680.87	3,15	Vérifiée
Appui	5.025	3.93	3.65	9214.96	1.99	Vérifiée

c. 2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{18}{561} = 0,0350 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{3,93}{100 \times 15,30} = 0,00256 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0350 \leq 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$. RPA1999 [2]

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,95cm \end{array} \right. \quad L=4.75m$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 32164,20MPa ; E_v = 10721,40MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.11 Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
37,67	12,06	0,0074	192,30	2,84	1,14	0,53	51236.06	6241.0.41	13163.303

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 9.47mm \\ f_v = 13.47mm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,4cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,4cm < \bar{f} = 0.95cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

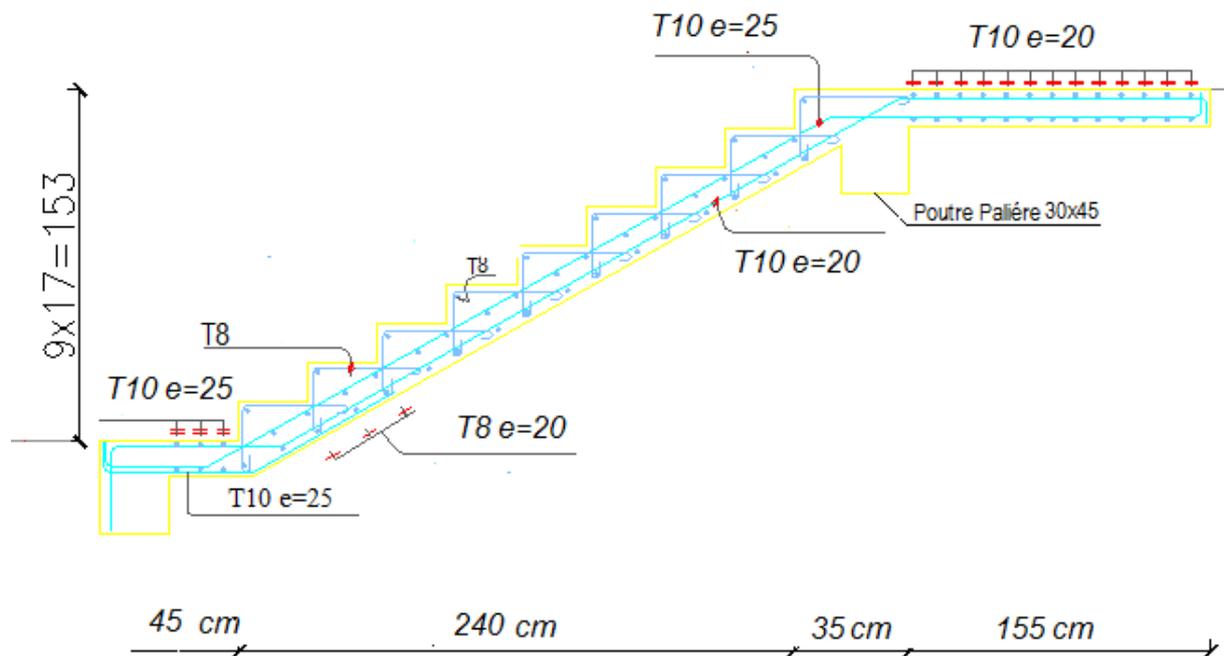


Figure III.14. Ferrailage final d'escalier

III.5 . Etude de la poutre palière

- Le calcul de la poutre palière se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée

- La sollicitation qui agissant sur la poutre palière est Son poids propre

- Le poids de la maçonnerie Charge linéaire provenant du palier

a .Pré-dimensionnement

Poutres palières sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifier selon le RPA1999 [2].

➤ Selon BAEL1991 [1]

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$L = 530 - 45 = 485 \text{ cm}$$

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

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10}$$

$32.33 \leq h \leq 48.5 \text{ cm}$ on prend $h = 45 \text{ cm}$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm on prend } 30 \text{ cm}$$

➤ Selon RPA1999 [2]

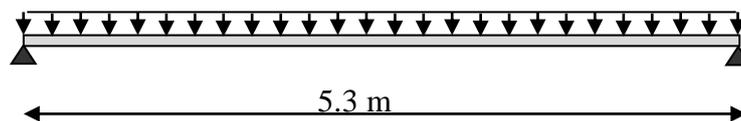
$h = 45$ et $b = 30$ tel que

$$-h = 45 \geq 30$$

$$-b = 30 \geq 20$$

- $h/b = 45/30 = 1,50 < 4$, condition vérifier

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$



b.Evaluation des charges

La poutre palière est soumise à :

son poids propre le long de la poutre $G = P_p = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3.37 \text{ kN/m}$

Charges venants de l'escalier $R_u = 30,8 \text{ kN/m}$; $R_s = 22.30 \text{ kN/m}$

Combinaison de charge à E L U

$$P_U = 1,35 \times 3,37 + 30,8 = 35,34 \text{ kN/m}$$

$$R = \frac{P_U \cdot L}{2} = 35,34 \text{ kNm} \qquad M_u = \frac{P_U \cdot L^2}{8} = 124,08 \text{ kNm}$$

Combinaison de charge à E L S

$$P_S = 3,37 + 22,3 = 25,67 \text{ kN/m}$$

$$R = \frac{P_S \cdot L}{2} = 25,67 \text{ kNm} \qquad M_s = \frac{P_S \cdot L^2}{8} = 90,13 \text{ kNm}$$

c. Ferrailage

On suppose que les appuis de rive son semi encastrés

En travée $M_t = 0,85 M_o = 105,46 \text{ kNm}$

Sur appui $M_a = 0,5 M_o = 62,04 \text{ kNm}$

Donnés $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$, $d = 0,9 h = 40,5 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau.III.12 Ferrailage de la poutre palière

	M_U [kNm]	f_{c28} [MPa]	F_e [MPa]	e [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix des barres	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm ²]
Travées	105.45	25	400	2	0	8.14	6T14	9.24
Appui	62.04				0	4.60	3T14	4.61

d. Verification

1) Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0,23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 0,95 \text{ cm}^2$$

En travée $A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

Sur appui $A_s = 4,61 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

Vérification des contraintes dans les armatures tendue

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

2) Vérification à l'E.L.S

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 M_o = 76,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,5 M_o = 45,06 \text{ kN.m}$$

Tableau.III.13 Vérification des contraintes à l'E.L.S

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	76.61	9.24	15.84	141983.9	8.55	Vérifiée
Appui	45.06	4.61	11.96	83732.83	6.43	Vérifiée

3) Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{35.34 \cdot 10^3}{250 \times 315} = 0.3MPa$$

$$\tau_u = 0.3 \leq \overline{\tau_u} = 3,25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4) Vérification de la flèche

Pour une poutre encastree à ses extremités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 30 \times 45^3 / 12 = 227812.5cm^4$$

P : 76,30 KN/ml

Donc on obtient : $f = 0,54cm$

On doit également vérifier que :

$$f < \overline{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = 1.03 \text{ cm}$$

$f < \overline{f}$, la condition est vérifiée

Determination des espacements

$$\phi_i \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_i; \frac{b}{10}\right) = 1.28cm$$

$\phi_t = 8mm$ on prend 2Ø8 avec $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Espacement St

$$\frac{A_t}{s_t b} \geq \frac{\tau_u - 0,5}{0,8 f_e}$$

Pour un espacement $St = 15 \text{ cm}$ et $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

On a $3,36 \cdot 10^{-3} > 2,59 \cdot 10^{-3}$ vérifié

-zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

-zone nodale : $St \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$

On prend $St = 10 \text{ cm}$

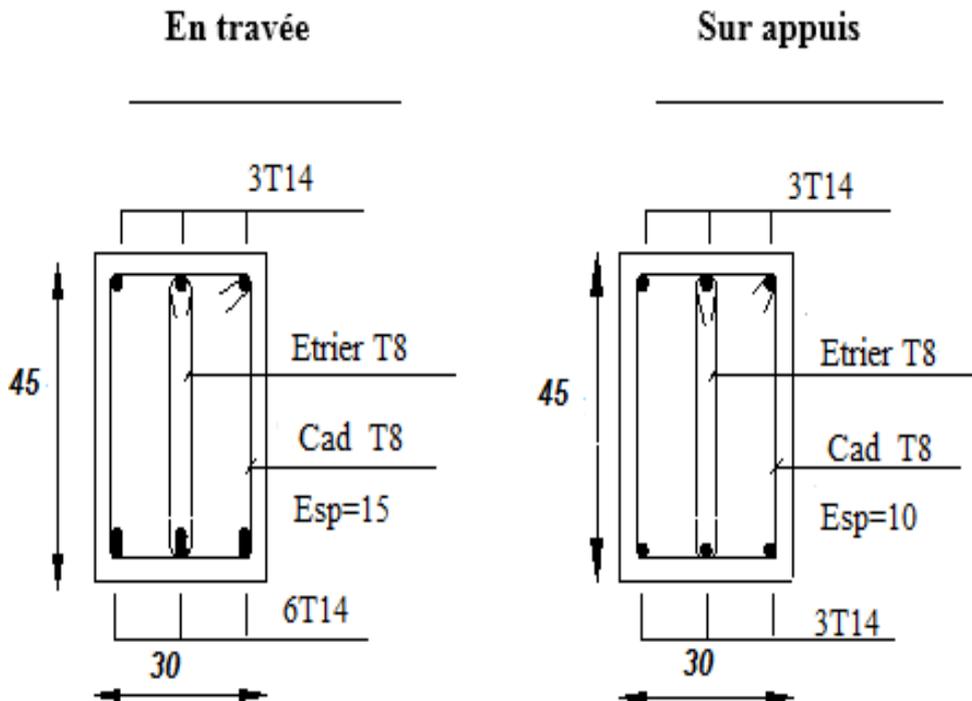


Figure III.15.Ferraillage de la poutre palière

III.6. Les balcons

III.6.1. Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- ◆ Son poids propre.
- ◆ La surcharge d'exploitation
- ◆ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps
- ◆ Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde-corps

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

Calcul de l'épaisseur : $ep \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \Rightarrow ep = 16 \text{ cm}$

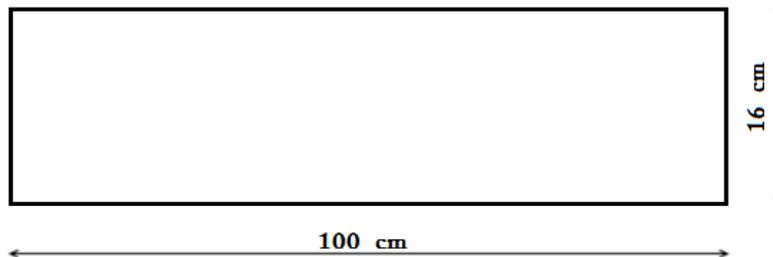


Figure III.16 Les dimensions d'un balcon

a) La charge permanente et la charge d'exploitation

Tableau.III.14 La charge permanente de la dalle et le mur en brique

Les compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
La dalle			
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle pleine	0.16	25	4.00
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente $\sum G_1$			5.20
Charge d'exploitation sur la dalle Q_1			3.50
Garde-corps (mur en brique creuse)			
Brique creuse	0.10	09	0.9
Enduit en ciment (2 faces)	0.02	18	0.36*2=0.72
Charge permanente $\sum G_2$			1.62
Charge d'exploitation garde-corps Q_2			1.00

III-2-5) Les sollicitations

Les charges appliquées sur le balcon sont données sur la figure ci-dessous

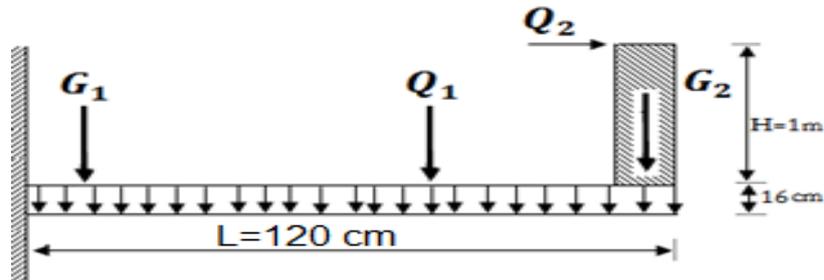


Figure III.17 représentation des efforts sur un balcon

a) Etat limite ultime (ELU)

$$P_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35(5.20) + 1.5 \times 3.5 = 12.27 \text{ KN/ml}$$

$$P_{u2} = 1.35G_2 \times L = 2.62 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant

$$T = P_{u1} \cdot L + P_{u2} \cdot L = 12.27 \times 1.20 + 2.62 \times 1.20 = 17.34 \text{ KN}$$

Etat limite de service (ELS)

$$P_{s1} = G_1 + Q_1 = (5.20 + 1.62) = 6.82 \text{ KN/ml}$$

$$P_{s2} = G_2 \times H = 1.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = Q_2 \times H = 1.00 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$T = P_{s1} \cdot L + P_{s2} = 6.82 \times 1.20 + 2.62 \times 1.20 = 11.32 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$M_u = \frac{P_{u1} \times L^2}{2} + P_{u2} \times L = 11.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{s1} \times L^2}{2} + P_{s2} \times L = 6.85 \text{ KN.m}$$

III-2-5) Ferrailage à E.L.U

Pour une bande de 1 ml

$$b = 120 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

Tableau.III.15 Ferrailage de balcon

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
11.97	0,058	Oui	0	0,09	9.7	Oui	10‰	348	3.54

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s}\right)$$

$$A_s \geq A_{min} = \max\left(\frac{100 \times 16}{1000} ; \frac{0.23 \times 120 \times 10 \times 2.1}{400}\right) \Rightarrow A_{min} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.54 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.92 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On choisit $A = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

Espacement

$$St \leq \min(3h, 33cm) = \min(3 \times 16 ; 33) = 33cm$$

On prend $St = 15cm$

Section d'armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On prend $5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$

Espacement

$$St \leq \min(4h, 45cm) = \min(4 \times 16 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 30cm$

Vérification de l'effort tranchant

$$Vu = Tu = 17.34 \text{ KN}$$

Valeur de la contrainte tangentielle τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,34 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0,1} = 0,14 \text{ MPa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle

La fissuration est préjudiciable

$$\overline{\tau_u} \leq \min\{0,1 \times f_{c28}; 4MPa\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Etat Limite de Service

$$M_s = 6.85 \text{ KN.m} \quad : \quad A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

Position de l'axe neutre

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(A_s + A')y - 30(d.A_s + d'.A') = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15 \times A_s + A'}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s + d \times A'}{7.5 \times (A_s + A')^2}} \right)$$

$$y = \frac{15 \times 6.79 + 0.00}{120} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{120 \times 10 \times 6.79 + 10 \times 0.00}{7.5 \times (6.79 + 0.00)^2}} \right)$$

$$y = 3.60 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

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

$$I = \frac{120 \times 3.60^3}{3} + 15 \times [6.79(10 - 3.60)^2] = 6038 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.85 \times 10^3}{6038} = 1.13 \text{ MPa/cm}$$

Calcul des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y = 0.83 \times 3.60 = 4.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y) = 15 \times 0.83 \times (10 - 3.60) = 79.68 \text{ MPa}$$

Vérifications

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 4.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_b = 4.08 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 79.68 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_s = 79.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

III-2-5) Ferrailage de balcon

Le ferrailage de balcon se fait comme la figure ci-dessous

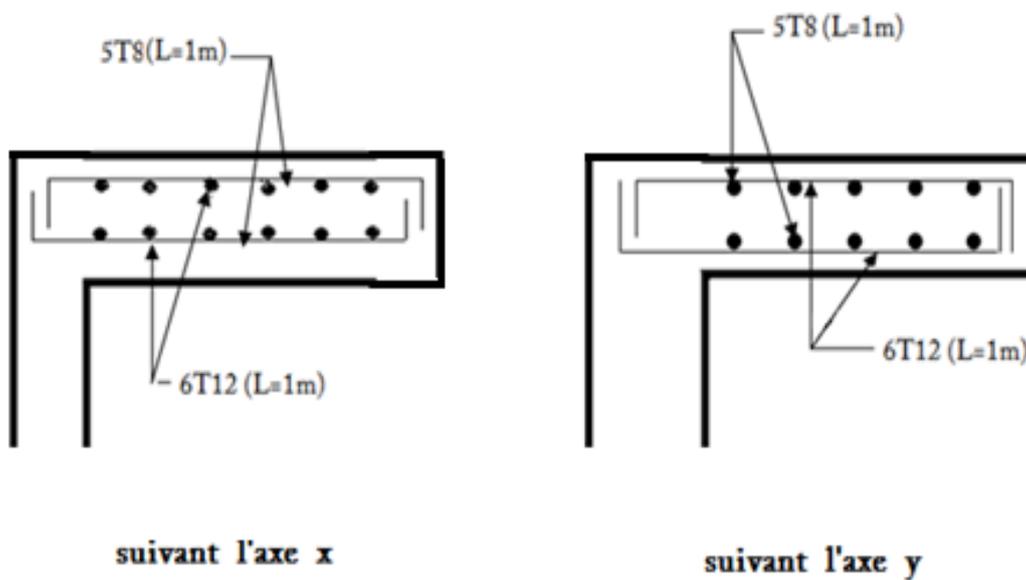


Figure III.18.Ferrailage de balcon

CHAPITRE 4

Etude dynamique

IV.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 d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le [RPA1999](#) [2]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

Pour notre structure, selon le [RPA1999](#) [2] en utilise la méthode dynamique modale spectrale à l'aide d'un logiciel d'analyse 'ETABS [5]'

IV.3. Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.1. Principe de la méthode

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

IV.3.2. Modélisation

La modélisation se fait à l'aide de logiciel [ETABS](#) [5] est un logiciel presque identique au [SAP2000](#) [7] sauf qu'il est spécial bâtiment, Pour cela, le model choisi prend en considération les éléments de la structure selon le concept suivant :

- Les poutres, les poteaux seront modélisées par des barres 'FRAME'
- Les voiles sont modélisées par des éléments 'SHELL'

- Les planchers autant une rigidité infinie dans leur plan, cela se fait en leur assignant un élément ‘DIAPHRAGME’
- La masse de chaque étage est prise concentrée au niveau du centre de gravité du plancher.

IV.3.3 Le spectre de réponse de calcul

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d’accélération de la zone donnée par [RPA1999 \[2\]](#).

A=0,2 (ZoneII_b, groupe d’usage 2)

- η : Facteur de correction d’amortissement :

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

ξ= 8.5% valeur intermédiaire entre 7 (portique avec remplissage en béton armé) et 10 (voiles avec remplissage en béton armé) selon le [RPA1999 \[2\]](#).

- R : Coefficient de comportement R=3.5 selon le [RPA1999 \[2\]](#)
- Q : Facteur de qualité selon le [RPA1999 \[2\]](#).
- Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableauxuivant :

Tableau IV.1 .facteur de qualité Q

	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	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Non	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	oui	Oui	0,1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x=Q_y=1+0,2=1,2$$

- T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{matrix} \right\} \text{site } S_3.$$

Le spectre de réponse de notre structure est donnée par la suivant :

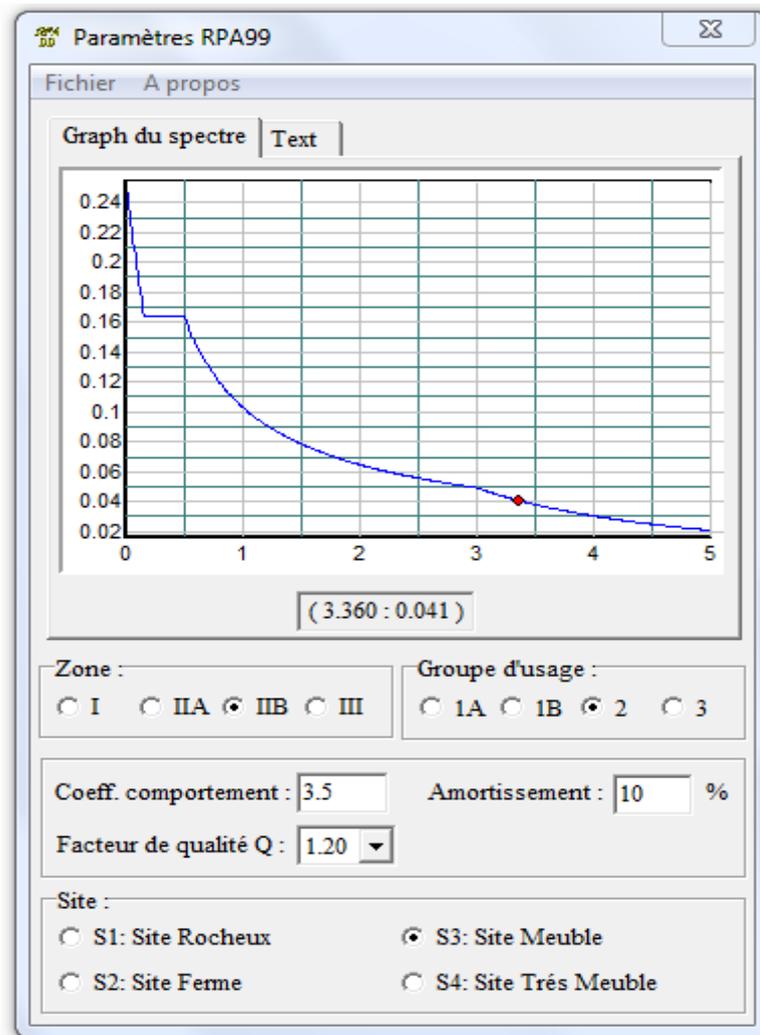


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

IV.3.4.Vérifications

Communément aux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA1999 [2] exige la vérification suivante :

- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification des périodes.
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- ✓ Vérification de déplacement(model final).
- ✓ Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ (model final).

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique

IV.4.1 premier modèle

a. Vérification de comportement dynamique

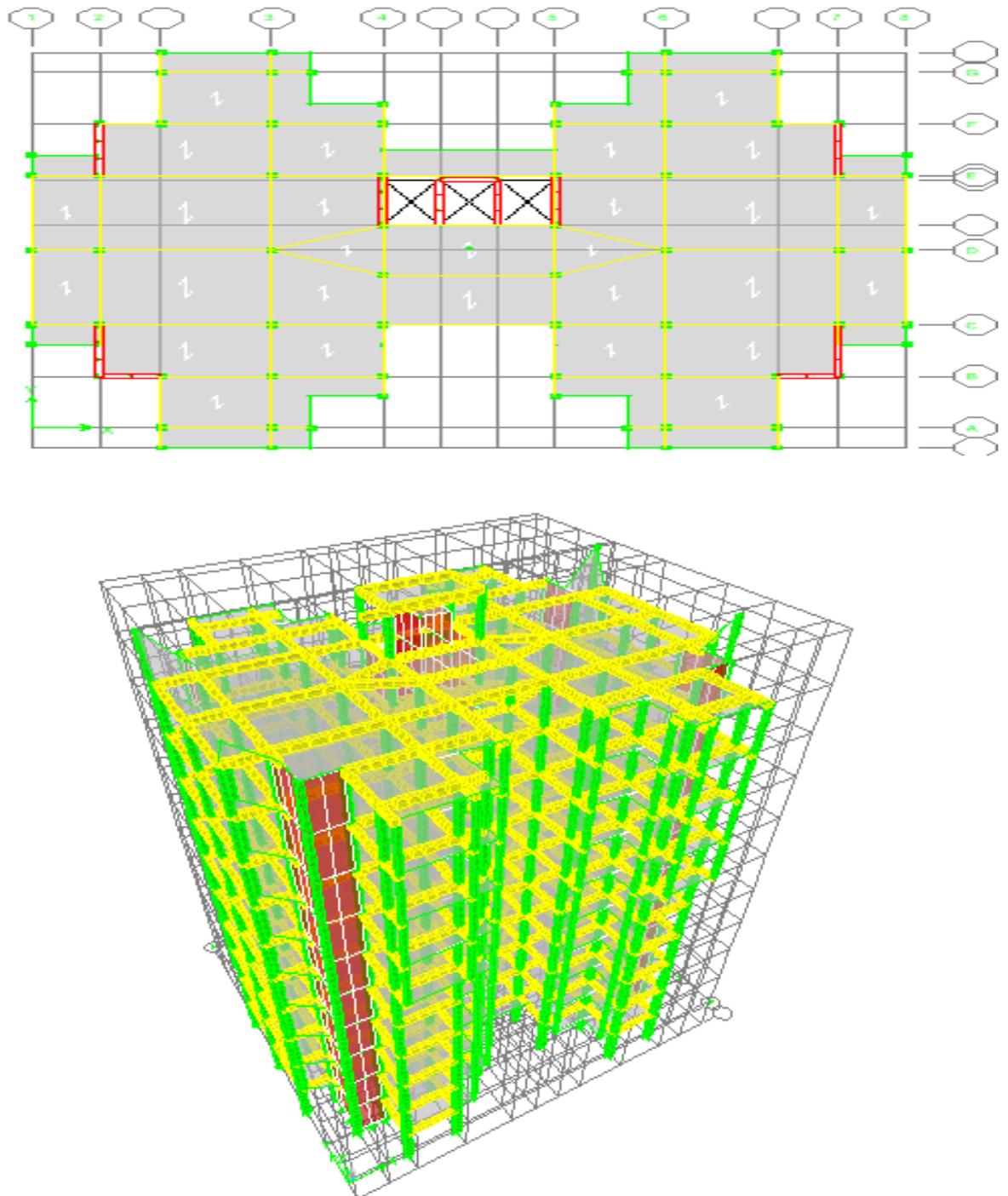
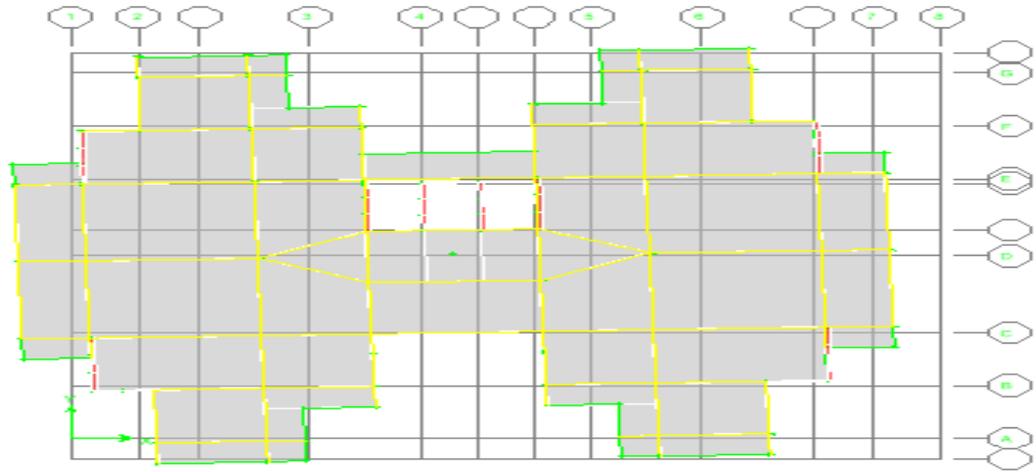
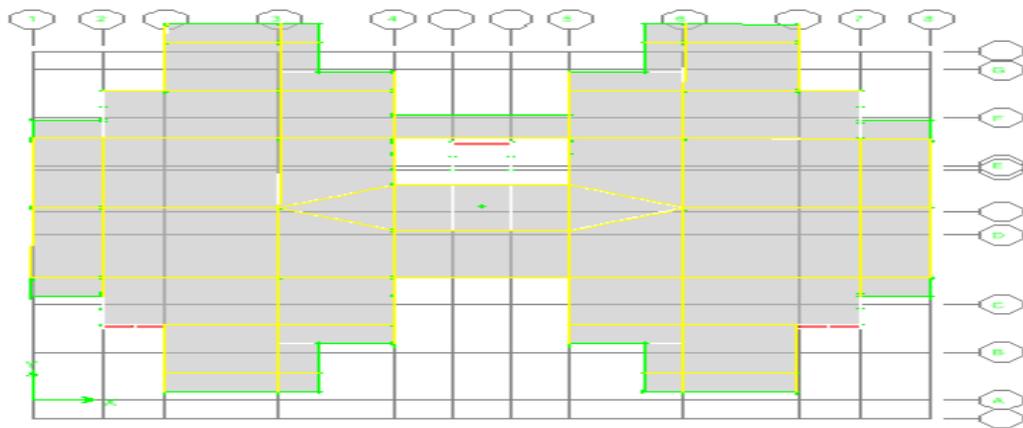


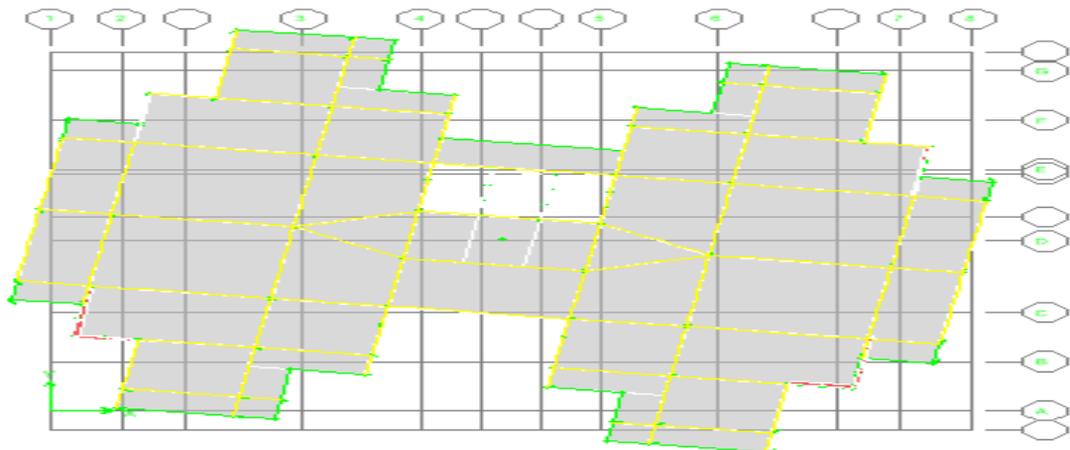
Figure IV.2 : première modèle par ETABS [5]



Mode 01



Mode2



Mode 03

Figure IV.3 : Le comportement des trois premiers modes

Observation :

- Le 1er mode est un mode de translation sur X.
- Le 2ème. mode est un mode de translation sur Y.
- Le 3ème mode est mode de torsion.

b. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans deux direction, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après le [RPA1999 \[2\]](#)(à partir du 7ème mode).

Les résultats du pourcentage de participation massique du mode sont regroupés dans le Tableau

Tableau IV.2 : Pourcentage de participation massique

Mode	Period	UX %	UY%	cum UX %	cumUy%
1	1.131282	69.4217	0	69.42	0
2	0.866248	0	66.63	69.42	66.63
3	0.756932	1.7699	0.0003	71.2	66.63
4	0.332337	14.2789	0	88.47	66.63
5	0.20831	0	15.20	88.47	81.83
6	0.181473	0.5611	0	89.03	81.83
7	0.169641	1.79	0	90.82	81.83
8	0.169134	0	3.1598	90.82	85.00
9	0.159015	3.4343	0	94.25	85.00
10	0.143198	0.8329	0	95.08	85.00
11	0.098964	0.4767	0	95.55	85.00

c. Vérification des périodes

Les valeurs de T, calculées à partir de [ETABS \[5\]](#) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empirique appropriées de 30% selon le [RPA1999 \[2\]](#)

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot h_N^{3/4} \\ 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

D'après le RPA1999 [2] $C_T = 0,05$

$$T = \min \begin{cases} 1,27 \\ 0,45 \end{cases}$$

Les résultats de la vérification des périodes présentés dans le Tableau

Tableau IV.3 : Vérification des périodes

	T_{rpa}	T_{ETABS} [5]	$1,3 \times T_{rpa}$	$T_{ETABS} [5] \leq 1,3 \times T_{rpa}$
X	0,642	1,13	0.834	Non
Y	0,7		0.91	Non

d. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante de forces sismique à la base V , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée selon le RPA1999 [2].

Donc il faut vérifier que : $V_T \geq 0,8 V$

➤ **Calcul de la force sismique total d'après le RPA1999 [2].**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

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

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

Tel que :

- $A = 0,15$ Coefficient d'accélération de zone selon le [RPA1999](#) [2].
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site est donnée par le [RPA1999](#) [2].

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

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau selon le [RPA1999](#) [2].

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

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

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

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

on a $\xi = 10\%$,

$$\eta = 0,763$$

$$D_x = 1,608$$

$$D_y = 1,608$$

R Coefficient de comportement global de la structure est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement selon le [RPA1999](#) [2].

$$R = 3,5$$

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0,2$ valeurs du coefficient de pondération.

Les données de calcul de la force sismique et la vérification sont regroupées dans LesTableaux.

Tableau IV.4 : Calcul de la force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0.15	1.608	1.608	3.5	1.20	1.20	49353.9	4081,42	4081.42

Tableau IV.5: Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	V (KN)	V _t (KN)	0.8*V	V _t ≥ 0.8*V
X	4081,42	3433.11	3265.13	Oui
Y	4081.42	3967.29	3265.13	Oui

e. Interprétation des résultats

L'analyse de la structure nous permet d'observer :

- ✓ Il est à noter que le pourcentage de masse modale dépasse les 90% pour le nombre de modes retenus
- ✓ Les périodes de la structure n'est pas vérifiée.

Le comportement de la structure est bien dans les deux sens, mais nous voyons avoir plus de voiles pour pouvoir diminuer la période.

IV.3.2deuxième modèle

a. Vérification de comportement dynamique

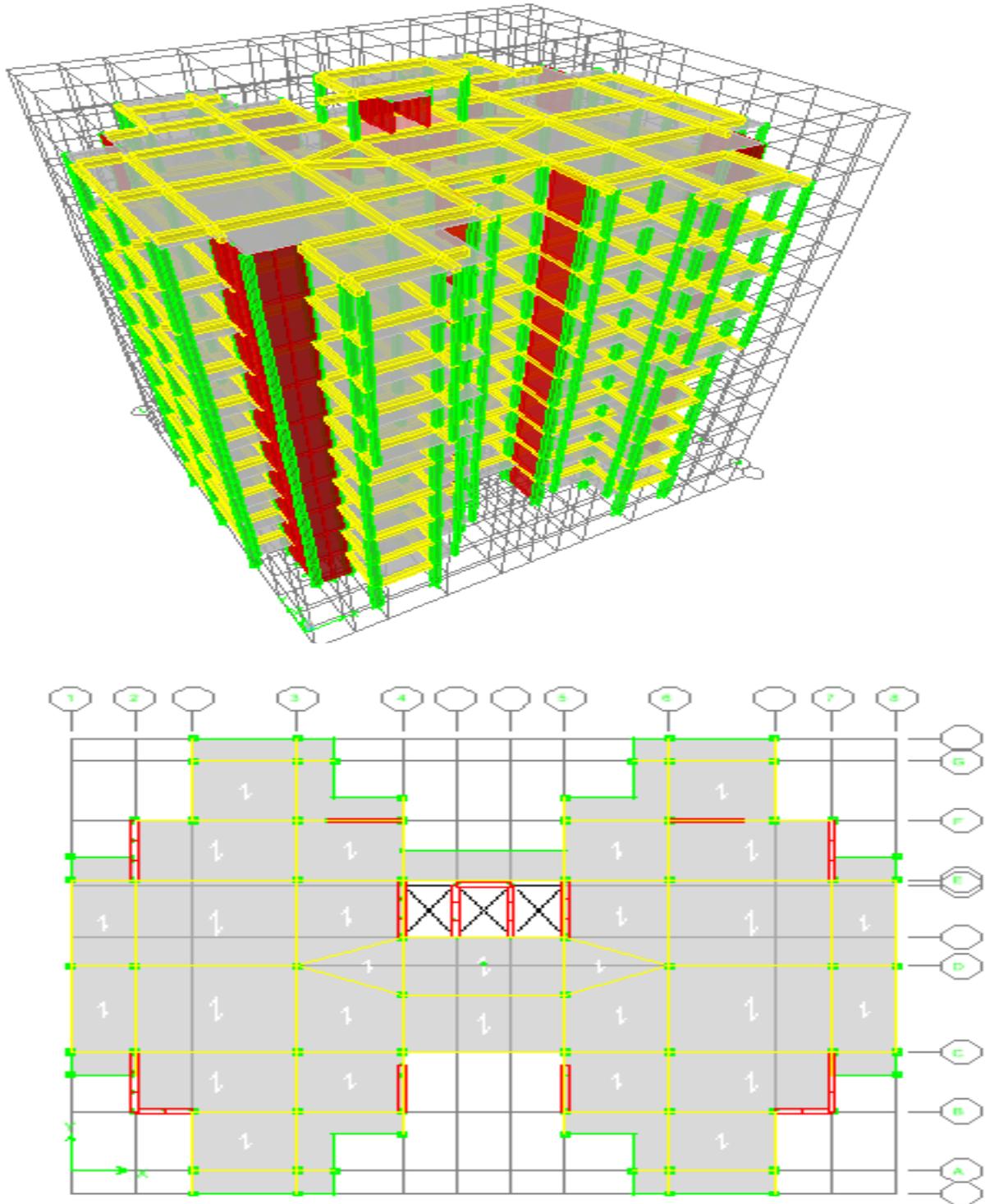
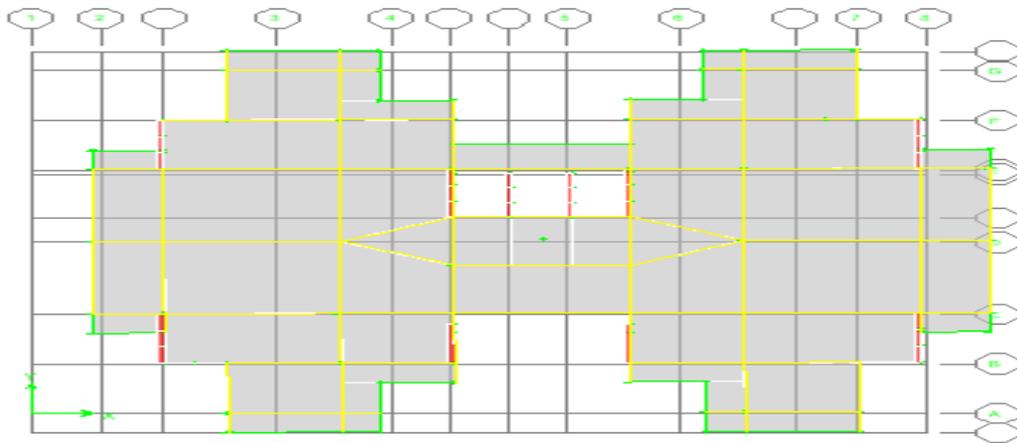
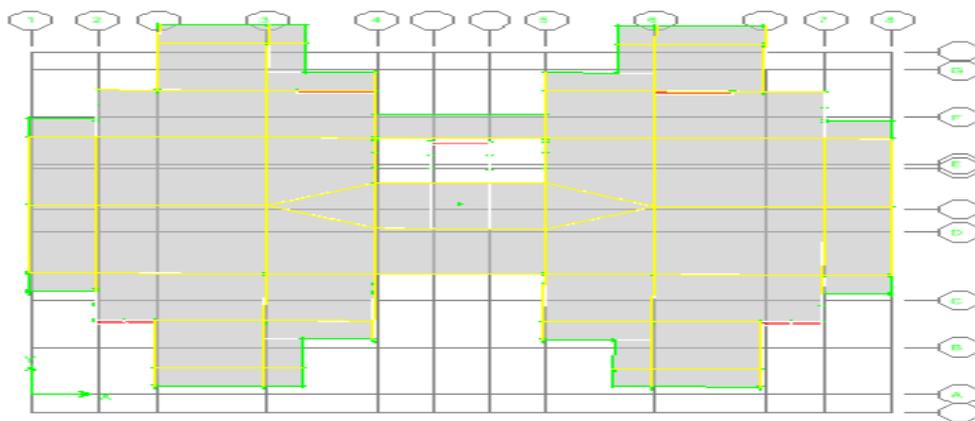


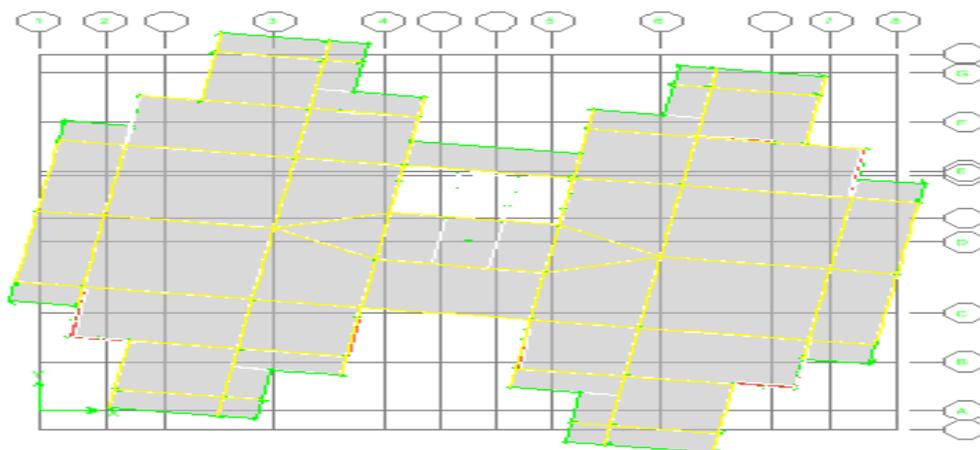
Figure IV.4 :deuxième modèle par ETABS [5]



Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure IV.5 : Le comportement des trois

Observation :

- Le 1er mode est un mode de translation sur X.
- Le 2ème. mode est un mode de translation sur Y.
- Le 3ème mode est mode de torsion.

b. Vérification de participation massique

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode

Tableau IV.6 : Pourcentage de participation massique

Mode	Period	UX%	UY%	cum UX%	cum Uy%
1	0.991	70.035	0.075	70.035	0.075
2	0.828	0.084	66.403	70.119	66.478
3	0.737	0.024	0.053	70.143	66.531
4	0.277	15.42	0.003	85.563	66.534
5	0.199	0.0007	13.825	85.5637	80.359
6	0.178	0.077	0.0001	85.6407	80.3591
7	0.167	0	4.62	85.6407	84.9791
8	0.167	0.229	0.0011	85.8697	84.9802
9	0.146	0.492	0	86.3617	84.9802
10	0.126	5.737	0.0001	92.0987	84.9803
11	0.098	0.0191	0	92.1178	84.9803

c. Vérification des périodes

Les résultats de la vérification des périodes sont regroupés dans le Tableau:

Tableau IV.7 : Vérification des périodes

	T_{rpa}	$T_{ETABS [5]}$	$1,3 \times T_{rpa}$	$T_{ETABS [5]} \leq 1,3 \times T_{rpa}$
X	0,642	0.991	0,8346	Non
Y	0,7		0,91	Oui

c. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Les données de calcul de la force sismique et la vérification sont regroupées dans Les Tableaux :

Tableau IV.8 : Calcul de la force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0.15	1.608	1.608	3.5	1.20	1.20	50906.05	4209.78	4209.78

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	V(KN)	V _t (KN)	0.8*V	V _t ≥ 0.8*V
X	4209.78	3917.62	3367.82	Oui
Y	4209.78	4172.94	3367.82	Oui

d. Interprétation des résultats

L'analyse de la structure nous permet d'observer :

- ✓ Il est à noter que le pourcentage de masse modale dépasse les 90% pour le nombre de modes retenus
- ✓ La période de la structure suivant (X) n'est pas vérifiée.

Le comportement de la structure est bien dans les deux sens, mais encore nous voyons avoir une légère plus de voiles pour pouvoir diminuer la période d'oscillation dans le sens X.

IV.3.3 Modèle finale

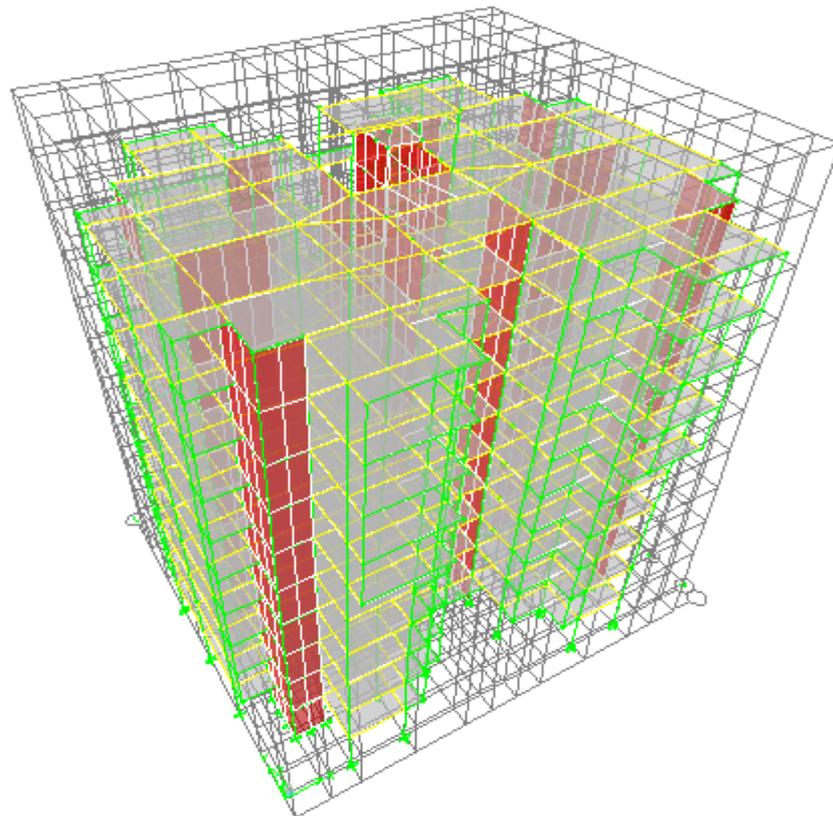
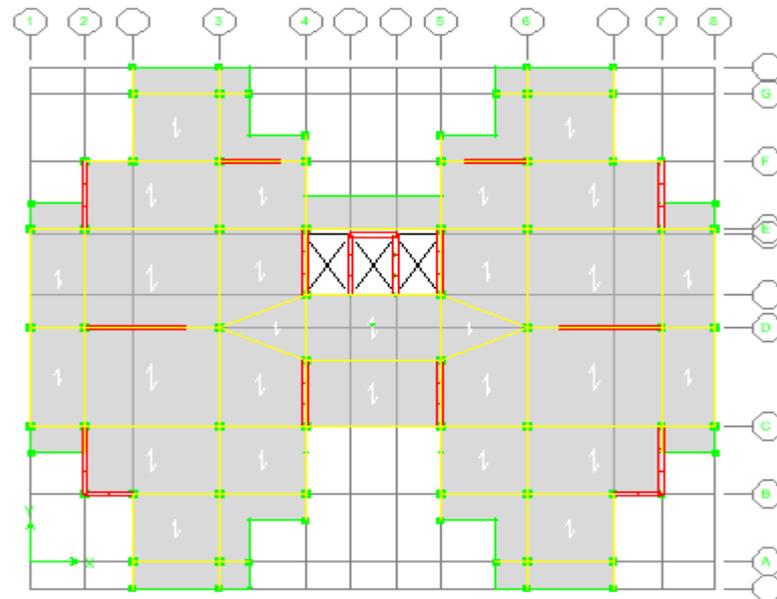
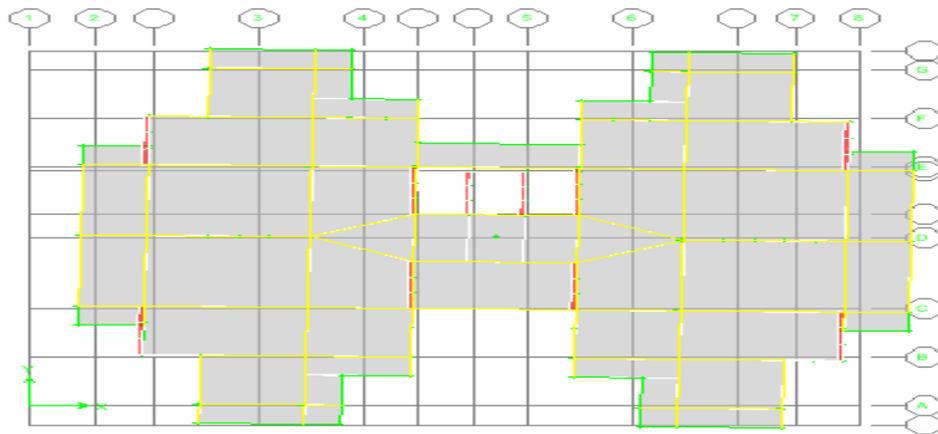
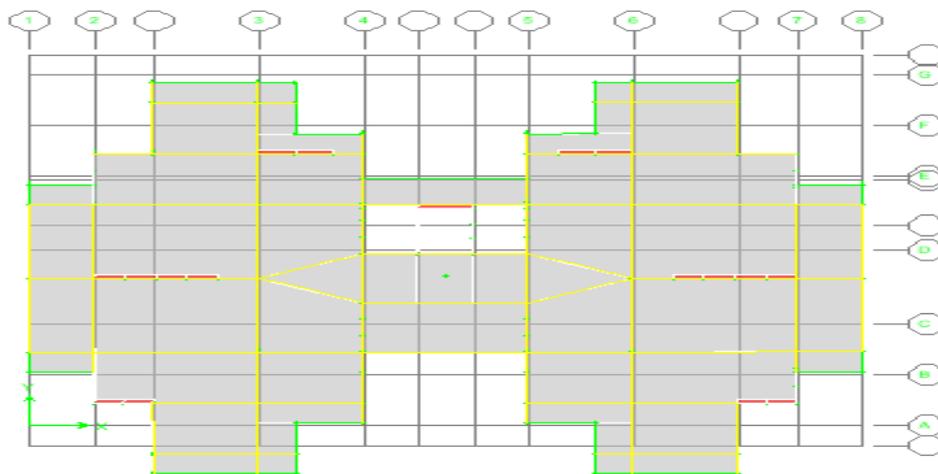
a. Vérification de comportement dynamique

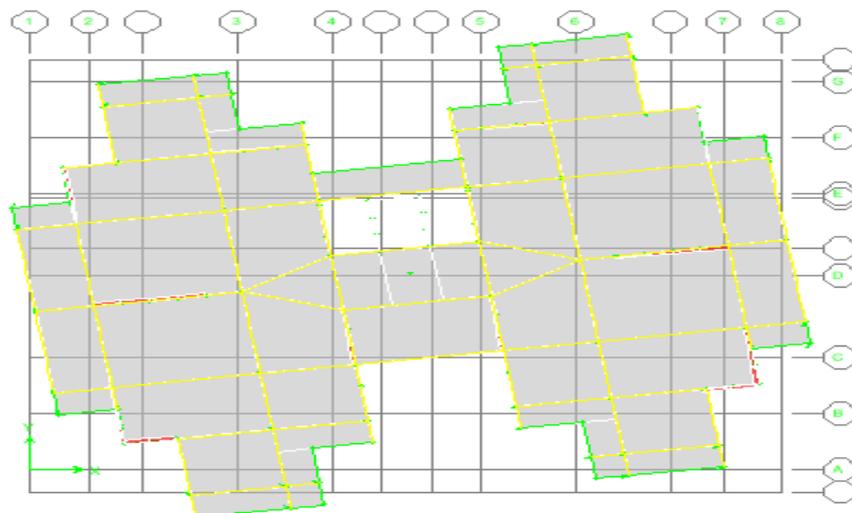
Figure IV.6 : Model finale par ETABS [5]



Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure IV.7 : Le comportement des trois premiers modes

Observation :

- Le 1er mode est un mode de translation sur X.
- Le 2ème. mode est un mode de translation sur Y.
- Le 3ème mode est mode de torsion.

b. Vérification de participation massique

- c. La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11ème mode

Tableau IV.10 : Pourcentage de participation massique

Mode	Période	UX%	UY%	cumUY%	cumUY%
1	0.824	68.23	0.017	68.23	0.017
2	0.787	0.02	67.002	68.25	67.019
3	0.745	0.61	0.000	68.85	67.019
4	0.217	16.07	0.000	84.92	67.019
5	0.195	0.00	12.016	84.92	79.035
6	0.179	0.36	0.000	85.28	79.035
7	0.167	0.38	0.000	85.66	79.035
8	0.166	0.00	5.927	85.66	84.962
9	0.145	0.19	0.000	85.85	84.962
10	0.099	0.79	0.000	86.64	84.962
11	0.096	5.53	0.000	92.17	84.962
12	0.078	0.17	0.001	92.34	84.962
13	0.077	0.00	7.058	92.34	92.021

d. Vérification des périodes

Les résultats de la vérification des périodes sont regroupés dans le Tableau :

Tableau IV.11: Vérification des périodes

	T_{rpa}	$T_{ETABS [5]}$	$1,3 \times T_{rpa}$	$T_{ETABS [5]} \leq 1,3 \times T_{rpa}$
X	0,642	0,8241	0,833	Oui
Y	0,7		0,91	Oui

e. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Les données de calcul de la force sismique et la vérification sont regroupées dans Les Tableaux :

Tableau IV.12 : Calcul de la force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0.15	1.608	1.608	3.5	1.2	1.2	52345.92	2855.75	2855.75

Tableau IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (KN)	V _t (KN)	0.8*V	V _t ≥ 0.8*V
X	2855.75	4407.62	2284.6	Oui
Y	2855.75	4427.98	2284.6	Oui

e. Vérification des déplacements

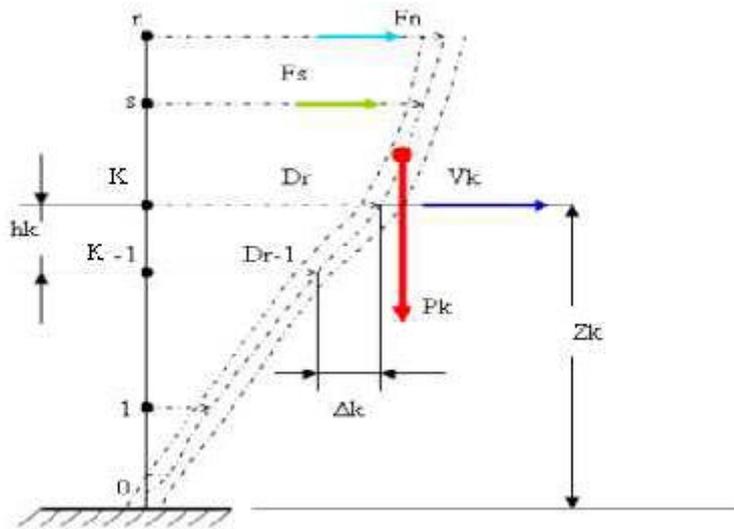
Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux :

Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étages sens X

Etage	charge	δ	$R\delta$	Δ	1%he	vérification
30.6	EX	0.0282	0.0987	0.01085	0.0306	oui
27.54	EX	0.0251	0.08785	0.0112	0.0306	oui
24.48	EX	0.0219	0.07665	0.0119	0.0306	oui
21.42	EX	0.0185	0.06475	0.01225	0.0306	oui
18.36	EX	0.015	0.0525	0.01225	0.0306	oui
15.3	EX	0.0115	0.04025	0.01155	0.0306	oui
12.24	EX	0.0082	0.0287	0.01085	0.0306	oui
9.18	EX	0.0051	0.01785	0.00875	0.0306	oui
6.12	EX	0.0026	0.0091	0.0063	0.0306	oui
3.06	EX	0.0008	0.0028	0.0028	0.0306	oui

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étages sens-Y

Etage	Load	δ	$R\delta$	Δ	1%he	verification
30.6	EY	0.0269	0.09415	0.0112	0.0306	oui
27.54	EY	0.0237	0.08295	0.01155	0.0306	oui
24.48	EY	0.0204	0.0714	0.0119	0.0306	oui
21.42	EY	0.017	0.0595	0.01225	0.0306	oui
18.36	EY	0.0135	0.04725	0.01155	0.0306	oui
15.3	EY	0.0102	0.0357	0.01085	0.0306	oui
12.24	EY	0.0071	0.02485	0.0098	0.0306	oui
9.18	EY	0.0043	0.01505	0.0077	0.0306	oui
6.12	EY	0.0021	0.00735	0.00525	0.0306	oui
3.06	EY	0.0006	0.0021	0.0021	0.0306	oui

f. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ**Figure IV.8. L'effet p-Δ**

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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'
- h_k : Hauteur de l'étage 'K'.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'un analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

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

Les étapes de la vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens sont regroupés dans Les Tableaux:

Tableau IV.16: Vérification de l'effet P- Δ sens X

Etage	P (Kn)	V (Kn)	Δ (m)	h (m)	θ	$\theta \leq 0.1$
30.6	4719.236	1046.27	0.01085	3.06	0.0160	oui
27.54	5124.189	1794.24	0.0112	3.06	0.0105	oui
24.48	5212.862	2402.38	0.0119	3.06	0.0084	oui
21.42	5212.893	2901.09	0.01225	3.06	0.0072	oui
18.36	5247.741	3322.48	0.01225	3.06	0.0063	oui
15.3	5058.325	3668.98	0.01155	3.06	0.0052	oui
12.24	5062.015	3955.15	0.01085	3.06	0.0045	oui
9.18	5125.9	4175.76	0.00875	3.06	0.0035	oui
6.12	5200.513	4327.75	0.0063	3.06	0.0025	oui
3.06	5295.424	4406.62	0.0028	3.06	0.0011	oui

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P- Δ sens Y

Etage	P (Kn)	V (Kn)	Δ (m)	h (m)	θ	$\theta \leq 0.1$
30.6	4719.236	1072.2	0.0112	3.06	0.0161	oui
27.54	5124.189	1809.68	0.01155	3.06	0.0107	oui
24.48	5212.862	2436.61	0.0119	3.06	0.0083	oui
21.42	5212.893	2976.96	0.01225	3.06	0.0070	oui
18.36	5247.741	3427.22	0.01155	3.06	0.0058	oui
15.3	5058.325	3765.64	0.01085	3.06	0.0048	oui
12.24	5062.015	4018.22	0.0098	3.06	0.0040	oui
9.18	5125.9	4207.09	0.0077	3.06	0.0031	oui
6.12	5200.513	4345.89	0.00525	3.06	0.0021	oui
3.06	5295.424	4426.98	0.0021	3.06	0.0008	oui

g. Interprétation des résultats

L'analyse de la structure nous permet d'observer :

- ✓ Il est à noter que le pourcentage de masse modale dépasse les 90% pour le nombre de modes retenus
- ✓ Les déplacements inter-étages sont vérifiés.
- ✓ La structure étudiée est justifié vis-à-vis de l'effet P- Δ , (l'effet P- Δ peuvent être négligés).
- ✓ Les périodes de la structure sont vérifiés.
- ✓ Le comportement de la structure est bien dans les deux sens.

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, on observe le comportement de la structure et les vérifications nécessaires. Après plusieurs tentatives, nous avons opté la dernière modèle pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

CHAPITRE 5

Ferraillage Des éléments Résistants

V.1. Introduction

Sont désignés sous le nom d'éléments structuraux les éléments qui ont une fonction porteuse ou de contreventement; Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis ces différents éléments, il est maintenant possible de procéder au ferraillage de lui. Le ferraillage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement (CBA, 1993) et le (RPA, 1999). Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. de notre projet nous allons étudier le ferraillage des éléments structuraux, à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** ».

V. 2. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux (02) moments fléchissant (M_x-x , M_y-y). 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 seront calculées à l'état limité ultime ELU sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation durable :

- ✓ **Pour le béton**

Situation durable :

$$\gamma_b = 1.5, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle :

$$\gamma_b = 1.15, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$$

- ✓ **Pour l'acier**

Situation durable :

$$\gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_c = 348 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle :

$$\gamma_b = 1, f_c = 400 \text{ MPa}, \sigma_c = 400 \text{ MPa}$$

V.2.2. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes Selon le (BAEL, 1991)

Situation durable

$$-E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$-E.L.S : G + Q \dots\dots\dots (2)$$

Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$$

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} ; M_{cor}).
- 2- Le moment maximal et l'effort correspondant (M_{\max} ; N_{cor}).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (M_{\min} , N_{corr}).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.2.3. Recommandations des règles RPA 2003 concernant les poteaux

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone II.
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante et de
6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm zone II.

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V.2.4. Résultats de calcul de ferraillage longitudinal

Les résultats de M et N sont donnée par logicieletabsles Tableaux représente les étapes de ferraillage.

Tableau V.1 : Ferraillages des poteaux cas (N^{max} , M^{corr})

Niveau	Section cm ²	N ^{max} KN	M ^{cor} KN.m	combinaison plus défavorable	Sollicitation	As' cm ²	As cm ²
RDC	45×45	-496.09	0.313	0.8G+EX	S.P.T	0.00	0,00
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	-349.65	1.22	0.8G+EX	S.P.T	0.00	0,00
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×35	-180,17	0.211	G+Q+EY	S.P.T	0.00	0.00
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	-9.88	1.73	G+Q+EX	S.P.T	0.00	0.00

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux cas (M^{\max} , N^{cor})

Niveau	Section cm ²	M^{\max} KN	N^{cor} KN.m	combinaison plus défavorable	Sollicitation	As' cm ²	As cm ²
RDC	45×45	3.689	-757.35	G+Q+EX	S.P.T	0.00	0,00
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	7.728	-436.73	G+Q+EX	S.P.T	0.00	0,00
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×35	17.118	-617.48	G+Q+Ex	S.P.T	0.00	0.00
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	20.02	-331.04	G+Q+EX	S.P.T	0.00	0.00

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux cas (M^{\min} , N^{cor})

Niveau	Section cm ²	M^{\min} KN	N^{cor} KN.m	combinaison plus défavorable	Sollicitation	As' cm ²	As cm ²
RDC	45×45	-5.016	-540.51	G+Q+EX	S.P.C	0.00	0,00
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	-6.155	-423.97	G+Q+EX	S.P.C	0.00	0,00
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×35	-14.451	-373.38	G+Q+EX	S.P.C	0.00	0.00
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	-16.22	-418.93	G+Q+EX	S.P.C	0.00	0.00

V.2.5. Choix des armatures

Nous avons choisi de faire une distinction entre les poteaux liés ou non liés au voile, et même entre les poteaux où une différence de section est vue dans le même étage. Les résultats de ferrailage sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Choix des armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section cm ²	As ^r cm ²	As cm ²	Choix	As ^{adp} cm ²	As ^{min} cm ²
RDC	45×45	0.00	0.00	4T16+8T14	20.36	18.22
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	0.00	0.002	12T14	18.47	14.4
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×35	0.00	0.00	12T12	13.57	11.025
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	0.00	0.00	12T12	9.05	8.10

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

- Si la section est partiellement comprimée, il faut vérifier que :

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Acier :**

Fissuration peu nuisible Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \tau_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e, \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 0.8 \tau_s$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63$ MPa.

Si la section est entièrement comprimée, il n'y a à vérifier que la condition de compression du béton. Les résultats de la vérification des contraintes sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Vérifications des contraintes cas (N^{max} , M^{cor})

Niveau	Section cm ²	N ^{max} KN	M ^{cor} KN.m	Sollicitation	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	verification
RDC	45×45	-766.86	0.50	S.P.T	3.82	15	oui
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	-480.52	-4.60	S.P.C	9.97	15	oui
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×35	-195.41	-4.65	S.P.C	2.24	15	oui
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	-13.89	-6.70	S.P.C	1.64	15	oui

Tableau V.6 : Vérifications des contraintes cas (M^{\max} , N^{cor})

Niveau	Section cm ²	M^{\max} KN	N^{cor} KN.m	Sollicitation	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	verification
RDC	45×45	1.48	-1177.7	S.P.C	5.91	15	oui
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	6.574	-495.59	S.P.T	3.71	15	oui
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×35	10.94	-391.87	S.P.T	4.72	15	oui
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	16.14	223.33	S.P.T	6.06	15	oui

Tableau V.7 : Vérifications des contraintes cas (M^{\min} , N^{cor})

Niveau	Section cm ²	M^{\min} KN	N^{cor} KN.m	Sollicitation	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	verification
RDC	45×45	-1.88	-1161.5	S.P.C	5.85	15	oui
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	-4.81	-482.82	S.P.C	4.46	15	oui
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×35	-6.84	-492.09	S.P.C	4.97	15	oui
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	-10.90	-216.15	S.P.C	4.82	15	oui

V.2.7. Vérification de sollicitations normale

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, le (RPA, 1999) impose que l'effort normal décompression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Où

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_r : est l'aire (section brute) de cette dernière

F_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification de sollicitations normale

Niveau	Section (mm ²)	N_d (KN)	F_{c28} (MPa)	V	Observations
RDC,	45×45	1211.05	25	0.23	Vérifiée
1 et 2 ^{ème}	40×40	1057.03	25	0.26	Vérifiée
3, 4 et 5 ^{ème}	35×35	777.14	25	0.25	Vérifiée
6, 7 et 8, 9 ^{ème}	30×30	417.42	25	0.18	Vérifiée

V.2.8. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

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

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contraint de cisaillement sous la combinaison sismique.

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

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

- Selon le (CBA, 1993)

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Selon le (RPA, 1999)

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

$$\rho_d = 0.075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0.040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

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

Avec :

λ : L'élancement du poteau avec $\lambda = L_f/i$

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 le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

N	S	Tu (KN)	τ_u (MPa)	Λ	Pd	τ_u -RPA (MPa)	τ_u -CBA (MPa)	Vérifi_c ation
RDC	45×45	12.6	0.01	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
01	40×40	16.34	0.014	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
02	40×40	19.23	0.016	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
03	35×35	14.87	0.014	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
04	35×35	16.9	0.017	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
05	35×35	18.91	0.019	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
06	30×30	15.74	0.019	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
07	30×30	14.3	0.017	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
08	30×30	14.3	0.017	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée
09	30×30	17.28	0.02	24.73	0.075	1.875	2.5	vérifiée

V.2.9.Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du le (RPA ,1999)elles sont données comme suit :

- Selon le (RPA, 1999)

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant de calcul.

$f_e = 400 MPa$: 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.

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

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

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

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

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

0,3%si $\lambda_g \geq 5$

0,8%si $\lambda_g \leq 3$

Tableau V.10 : Espacement maximales selon le (RPA, 1999)

Niveau	Section	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (mm)	
				Z.N	Z.C
RDC	45×45	4T16+8T14	14	10	14
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	12T14	14	10	14
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×35	12T12	12	10	12
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	12T12	12	10	12

Tableau V.11 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	S	lf	λg	Pa	T_{max}	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	choix	As ^{ado} (cm ²)
RDC	45×45	2.14	4.76	3.75	12.6	N	10	0.04	4T8	2.1
						C	14	0.06	4T8	2.1
1 ^{eme} 2 ^{eme}	40×40	2.14	5.35	2.5	19.23	N	10	0.039	4T8	2.1
						C	14	0.054	4T8	2.1
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35×40	2.14	6.11	2.5	18.91	N	10	0.038	4T8	2.1
						C	12	0.046	4T8	2.01
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	30×30	2.14	7.13	2.5	17.28	N	10	0.035	4T8	2.01
						C	12	0.042	4T8	2.01

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

V.2.10. Longueur de recouvrement

- La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone II_b.
- Les longueurs de recouvrement pour les différents diamètres d'acier utilisés sont les comme suite :

- $\phi = 16$ mm $L_r = 80$ cm.
- $\phi = 14$ mm $L_r = 70$ cm.
- $\phi = 12$ mm $L_r = 60$ cm.

➤ Après le calcul on a schématiser le ferraillage des poteaux dans les Figuressuivant :

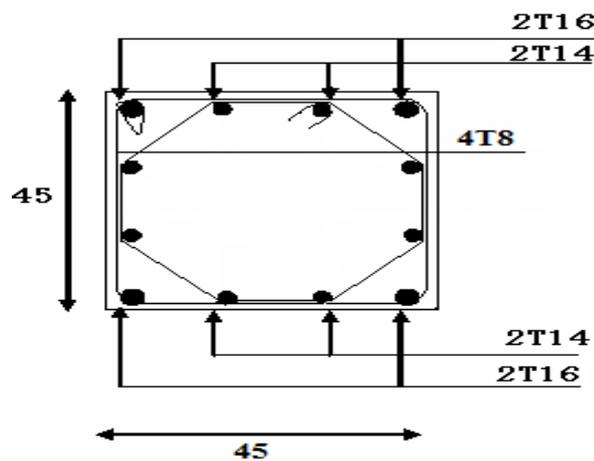


Figure V.1 : Ferraillage des poteaux de RDC .

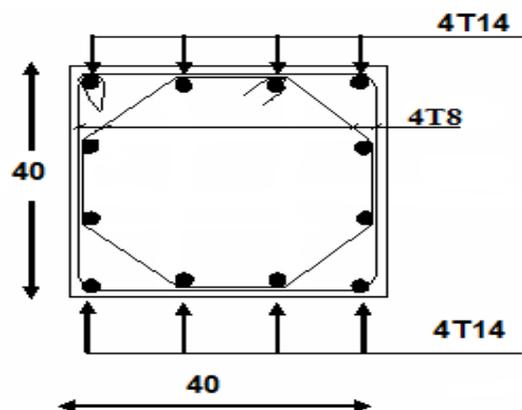


Figure V.2 : Ferraillage des poteaux de et 1^{er} et de 2^{eme} étage.

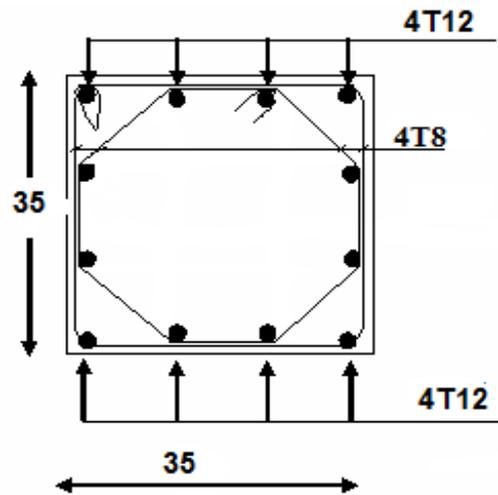


Figure V.3 : Ferraillage des poteaux de 3^{eme} et 4^{eme} et de 5^{eme} étage.

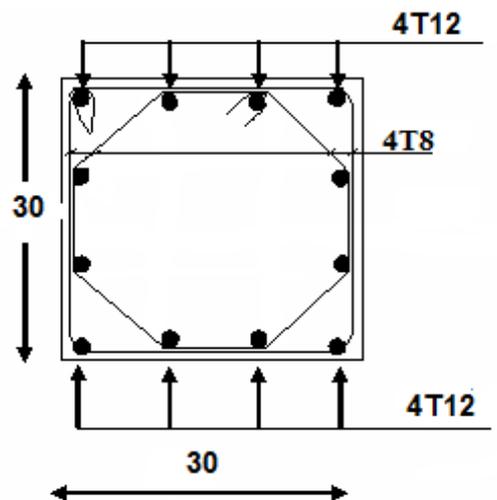


Figure V.4 : Ferraillage des poteaux de 6^{eme} et 7^{eme} et de 8^{eme} et 9^{eme} étage.

V.3. Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments qui transmettant les charges, elles sont soumises à un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul de leur ferraillage se fait en flexion simple, on distingue les poutres porteuses qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres non porteuses qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles, L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul **ETABS**, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le (**RPA,1999**) et le (**BAEL,1999**).

V.3.1. Combinaison d'action

Nous distinguons les combinaisons suivantes:

- Selon (**CBA, 1993**)
 - ✓ ELU: Situation durable ... $1,35G+1,5Q$
 - ✓ ELS: Situation durable ... $G+Q$

- Selon le (**RPA, 1999**)
 - ✓ Situation accidentelle ... $G+Q±E$

Avec

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Nous avons les dimensions des poutres suivantes

Poutres porteuses (30×50) cm².

Poutres non porteuses (30×40) cm².

Poutres palière (30×35) cm².

Les moments en travée et sur appuis sont pris comme suit :

Sur appui : $M_a = M_{(\text{logiciel})}$

En travée : $M_t = 0.8 M_0$... avec $M_0 = ql^2/8$

V.3.2. Recommandations selon le RPA, 2003

Pour le ferraillage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par le (RPA, 1999) en zone IIb.

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques (poutres non porteuses) 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 $50\varnothing$ en zone IIb.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3. Calcul de ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse), avec une section de $30 \times 50 \text{ cm}^2$.
- Sens non porteur (poutre non porteuse), avec une section de $30 \times 40 \text{ cm}^2$.

Les résultats sont regroupés dans les Tableaux suivants :

➤ poutre porteuse

Tableau V.12 : ferrailage longitudinal des poutres porteuses

Niveau (étage)	axe	Travée (m)	M KN.m		Combinaison plus défavorable	A _s ' cm ²	A _s cm ²	Le choix (cm ²)	
			M _a	M _t					
9 ^{eme} 8 ^{eme} 7 ^{eme} 6 ^{eme}	A	3.4	M _a	40.26	G + Q + Ex	0.00	3.35	3T12 (3.39)	
			M _t	21.02	G + Q + Ex	0.00	1.71	3T12 (3.39)	
		1.2	M _a	84.09	G + Q + Ex	0.00	7.35	5T14 (7.70)	
			M _t	1.2	G + Q + Ex	0.00	0.10	3T12 (3.39)	
			M _a	26.92	G + Q + Ex	0.00	2.21	3T12 (3.39)	
	B	1.9	M _a	-	-	-	-	-	
			M _t	-	-	-	-	-	
		3.4	M _a	91.72	G + Q + Ex	0.00	8.09	5T16(10.06)	
			M _t	35.77	G + Q + Ex	0.00	2.96	3T12 (3.39)	
		3.4	M _a	33.01	G + Q + Ex	0.00	2.72	3T12 (3.39)	
			M _t	28.17	G + Q + Ex	0.00	2.31	3T12 (3.39)	
			M _a	28.61	G + Q + Ex	0.00	2.33	3T12 (3.39)	
	C	2.1	M _a	2.74	G + Q + Ex	0.00	0.22	3T12 (3.39)	
			M _t	2.18	G + Q + Ex	0.00	0.2	3T12 (3.39)	
		5.3	M _a	105.4	G + Q + Ex	0.00	9.18	5T16(10.06)	
			M _t	69.2	G + Q + Ex	0.00	5.9	5T14(7.70)	
		3.4	M _a	42.18	G + Q + Ex	0.00	3.31	3T12 (3.39)	
			M _t	26.59	G + Q + Ex	0.00	2.18	3T12 (3.39)	
		5.3	M _a	79.25	G + Q + Ex	0.00	6.88	5T14 (7.70)	
			M _t	24.62	G + Q + Ex	0.00	2.02	3T12 (3.39)	
		D	2.1	M _a	52.41	G + Q + Ex	0.00	4.41	3T14 (4.62)
				M _a	7.74	G + Q + Ex	0.00	0.62	3T12 (3.39)
	5.3		M _t	12.82	G + Q + Ex	0.00	1.04	3T12 (3.39)	
			M _a	31.28	G + Q + Ex	0.00	2.58	3T12 (3.39)	
	P.incléné 1		M _t	-	-	-	-	-	
			M _a	24.52	G + Q + Ex	0.00	2.01	3T12 (3.39)	
	P.incléné 2		M _t	32.22	G + Q + Ex	0.00	2.66	3T12 (3.39)	
			M _a	11.45	G + Q + Ex	0.00	0.92	3T12 (3.39)	
	E		1.2	M _t	26.60	G + Q + Ex	0.00	2.18	3T12 (3.39)
				M _a	57.26	G + Q + Ex	0.00	4.85	3T16 (6.03)
		5.3	M _a	3.94	G + Q + Ex	0.00	0.3	3T12 (3.39)	
			M _t	2.52	G + Q + Ex	0.00	0.2	3T12 (3.39)	
		3.4	M _a	105.28	G + Q + Ex	0.00	9.22	5T16(10.06)	
M _t			68.45	G + Q + Ex	0.00	5.87	5T14 (7.70)		
5.3		M _a	42.93	G + Q + Ex	0.00	3.58	3T12 (3.39)		
		M _t	23.49	G + Q + Ex	0.00	1.92	3T12 (3.39)		
F		1.2	M _a	63.13	G + Q + Ex	0.00	5.38	5T14 (7.70)	
			M _t	9.32	G + Q + Ex	0.00	0.75	3T12 (3.39)	
M _a	30.73		G + Q + Ex	0.00	2.53	3T12 (3.39)			
F	1.2	M _a	28.53	G + Q + Ex	0.00	2.34	3T12 (3.39)		
		M _t	2.33	G + Q + Ex	0.00	0.2	3T12 (3.39)		
		M _a	19.58	G + Q + Ex	0.00	1.59	3T12 (3.39)		

			M _t	26.72	G + Q + Ex	0.00	2.19	3T12 (3.39)
			M _a	43.18	G + Q + Ex	0.00	3.6	3T14 (4.62)
			M _t	-	-	-	-	-
			M _a	-	-	-	-	-

Tableau V.13 : ferrailage longitudinal des poutres porteuses

Niveau (étage)	axe	Travée (m)	M (KN.m)		Combinaison plus défavorable	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	Le choix (cm ²)
			M _a	M _t				
5 ^{eme} 4 ^{eme} 3 ^{eme} 2 ^{eme} 1 ^{eme} RDc	A	3.4	M _a	33.3	G + Q + Ex	0.00	2.65	3T12 (3.39)
			M _t	21.65	G + Q + Ex	0.00	1.72	3T12 (3.39)
		1.2	M _a	11.97	G + Q + Ex	0.00	0.94	3T12 (3.39)
			M _t	12.32	G + Q + Ex	0.00	0.97	3T12 (3.39)
			M _a	20.66	G + Q + Ex	0.00	1.64	3T12 (3.39)
	B	1.9	M _a	-	-	-	-	-
			M _t	-	-	-	-	-
		3.4	Ma	67.63	G + Q + Ex	0.00	5.79	5T14 (7.70)
			M _t	25.87	G + Q + Ex	0.00	2.12	3T12 (3.39)
			M _a	17.47	G + Q + Ex	0.00	1.42	3T12 (3.39)
		3.4	M _t	21.02	G + Q + Ex	0.00	1.71	3T12 (3.39)
			M _a	25.91	G + Q + Ex	0.00	2.12	3T12 (3.39)
	C	2.1	M _a	2.02	G + Q + Ex	0.00	0.160	3T12 (3.39)
			M _t	3.66	G + Q + Ex	0.00	0.2	3T12 (3.39)
		5.3	M _a	99.79	G + Q + Ex	0.00	8.89	5T16(10.06)
			M _t	58.03	G + Q + Ex	0.00	4.92	3T16 (6.03)
		3.4	Ma	66.4	G + Q + Ex	0.00	5.68	5T14 (7.70)
			M _t	21.33	G + Q + Ex	0.00	1.74	3T12 (3.39)
		5.3	Ma	53	G + Q + Ex	0.00	4.47	3T14 (4.62)
			M _t	37.96	G + Q + Ex	0.00	3.15	3T12 (3.39)
			M _a	53	G + Q + Ex	0.00	4.47	3T14 (4.62)
			M _a	4.44	G + Q + Ex	0.00	0.36	3T12 (3.39)
	D	2.1	M _t	10.91	G + Q + Ex	0.00	0.88	3T12 (3.39)
			Ma	21.2	G + Q + Ex	0.00	1.73	3T12 (3.39)
			M _t	-	-	-	-	-
		5.3	Ma	27.45	G + Q + Ex	0.00	2.25	3T12 (3.39)
			M _t	24.76	G + Q + Ex	0.00	2.03	3T12 (3.39)
		P.incliné 2	Ma	4.49	G + Q + Ex	0.00	0.36	3T12 (3.39)
M _t			20.45	G + Q + Ex	0.00	1.67	3T12 (3.39)	
M _a			45.02	G + Q + Ex	0.00	3.76	3T14 (4.62)	
E	1.2	M _a	1.79	G + Q + Ex	0.00	0.15	3T12 (3.39)	
		M _t	3.86	G + Q + Ex	0.00	0.31	3T14 (4.62)	
	5.3	Ma	94.82	G + Q + Ex	0.00	8.4	5T16(10.06)	
		M _t	56.98	G + Q + Ex	0.00	4.82	3T16 (6.03)	
		Ma	67.34	G + Q + Ex	0.00	5.77	5T14 (7.70)	
	3.4	M _t	21.00	G + Q + Ex	0.00	1.71	3T12 (3.39)	
		Ma	42.90	G + Q + Ex	0.00	3.58	3T12 (3.39)	

		5.3	Mt	14.71	G + Q + Ex	0.00	1.2	3T12 (3.39)
			Ma	31.32	G + Q + Ex	0.00	2.58	3T12 (3.39)
	F	1.2	Ma	20.98	G + Q + Ex	0.00	1.71	3T12 (3.39)
			Mt	3.14	G + Q + Ex	0.00	0.25	3T12 (3.39)
			Ma	17.42	G + Q + Ex	0.00	1.41	3T12 (3.39)
		3.4	Mt	21.37	G + Q + Ex	0.00	1.74	3T12 (3.39)
			Ma	33.26	G + Q + Ex	0.00	2.74	3T12 (3.39)
			Mt	-	-	-	-	-
3.4	Ma	-	-	-	-	-		

➤ **poutre non porteuse**

Tableau V.14:ferrailage longitudinal des poutres non porteuses

Niveau (étage)	files	Travée (m)	M (KN.m)		Combinaison plus défavorable	As', cm ²	As, cm ²	Le choix (cm ²)
Tous les niveaux	1	1.2	Ma	22.68	G + Q + Ey	0.00	2.1	3T12 (3.39)
			Mt	18.47	G + Q + Ey	0.00	1.7	3T12 (3.39)
		4.5	Ma	15.36	G + Q + Ey	0.00	1.45	3T12 (3.39)
			Mt	9	G + Q + Ey	0.00	0.84	3T12 (3.39)
			Ma	17.93	G + Q + Ey	0.00	1.7	3T12 (3.39)
	2	3.10	Ma	-	-	0.00	-	-
			Mt	-	-	0.00	-	-
		4.5	Ma	13.65	G + Q + Ey	0.00	1.3	3T12 (3.39)
			Mt	4.92	G + Q + Ey	0.00	0.46	3T12 (3.39)
	2'	3.10	Ma	1.08	G + Q + Ey	0.00	0.12	3T12 (3.39)
			Mt	16.92	G + Q + Ey	0.00	1.92	3T12 (3.39)
			Mt	5.97	G + Q + Ey	0.00	0.56	3T12 (3.39)
		1.2	Ma	35.03	G + Q + Ey	0.00	3.4	3T12 (3.39)
			Mt	5.97	G + Q + Ey	0.00	0.56	3T12 (3.39)
	3	1.2	Ma	21.03	G + Q + Ey	0.00	2	3T12 (3.39)
			Mt	3.2	G + Q + Ey	0.00	0.31	3T12 (3.39)
			Ma	51.5	G + Q + Ey	0.00	5.13	5T14 (7.70)
			Mt	45.3	G + Q + Ey	0.00	4.47	5T14 (7.70)
		3.1	Ma	55.57	G + Q + Ey	0.00	5.58	5T14 (7.70)
			Mt	35.2	G + Q + Ey	0.00	3.42	3T12 (3.39)
		3	Ma	44.25	G + Q + Ey	0.00	4.36	3T16 (6.03)
			Mt	36.03	G + Q + Ey	0.00	3.5	3T12 (3.39)
			Ma	28.96	G + Q + Ey	0.00	2.8	3T12 (3.39)
			Mt	-	-	-	-	-
	4	1.2	Ma	27.65	G + Q + Ey	0.00	2.66	3T12 (3.39)
			Mt	12.76	G + Q + Ey	0.00	1.2	3T12 (3.39)
			Ma	59.79	G + Q + Ey	0.00	6.03	5T14 (7.70)
		3.1	Mt	16.52	G + Q + Ey	0.00	1.57	3T12 (3.39)
Ma			32.52	G + Q + Ey	0.00	3.15	3T12 (3.39)	
3		Mt	-	-	-	-	-	
		Ma	6.71	G + Q + Ey	0.00	0.63	3T12 (3.39)	
		Mt	1.55	G + Q + Ey	0.00	0.15	3T12(3.39)	
		Ma	3.18	G + Q + Ey	0.00	0.3	3T12 (3.39)	

V.3.4. Vérification vis-à-vis de L'ELS

Pour le calcul des contraintes maximales (vérification), on adoptera la démarche présentée dans leTableausuivant :

Tableau V.15 : Etapes de la vérification des contraintes en flexion simple à l'ELS

Données	$M_{ser}, A_s, h, b, d, f_e, f_{c28}$
inconnues	$y, I, \sigma_{bc}, \sigma_{st}$
Résolution	<p>Y est la solution de :</p> $\frac{1}{2}by^2 - nA_s(d - y) = 0$ $I = \frac{1}{3}by^3 + nA_s(d - y)^2$
vérification	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} = \frac{nM_{ser}}{I}(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$
	<p>➤ Béton</p> $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ <p>➤ Acier</p> <p>✓ Fissuration peu nuisible Pas de vérification.</p> <p>✓ <u>Fissuration préjudiciable :</u></p> $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \tau_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e, \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$ <p>✓ <u>Fissuration très préjudiciable :</u></p> $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 0,8 \tau_s$ <p>Avec :</p> <p>$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.</p> <p>Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$.</p>

Pour la vérification non adoptant seulement le moment maximum dans les deux sens pour tous les niveaux sous la combinaison G+Q, les résultats du calcul sont présentés dans le Tableausuivant :

Tableau V.16: Vérification des poutres à l'ELS

Poutre	Section	M (KN.m)		σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Condition
		M_a	M_t			
Porteuse	30x40	M_a (max)	76.70	13.92	15	Vérifiée
		M_t (max)	49.91	12.93	15	Vérifiée
Non porteuse	30x35	M_a (max)	43.23	8.85	15	Vérifiée
		M_t (max)	29.30	7.59	15	Vérifiée

V.3.5. Vérification de l'effort tranchant

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Pour la vérification non adoptant seulement le l'effort tranchant maximum dans les deux sens pour tous les niveaux sous la combinaison G+Q, les résultats du calcul sont présentés dans le Tableausuivant :

Tableau V.17: Vérification de la contrainte de cisaillement

Poutre	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u MPa	$\overline{\tau_u}$ MPa	Vérification
Porteuse	30x40	130.01	1.20	2.5	vérifiée
Non porteuse	30x35	102.31	1.08	2.5	vérifiée

V.3.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

- Selon le (BAEL,1991)

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le (RPA,1999)

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,00\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau V.18: Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{rpa} (cm ²)	Choix	A _t ^{adop} (cm ²)
			S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	S _t (ZN)	S _t (ZC)			
Porteuse	130.01	1.20	32.4	10	20	10	15	1.35	4T10	3.14
Non porteuse	102.31	1.08	28.35	8.75	17.5	8	15	1,35	4T10	3.14

V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales

Selon le (RPA, 1999) :

$L_r = 40\varnothing$ (zone IIb)

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 64\text{cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 56\text{cm}$
- $\varnothing = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 48\text{cm}$

V.3.8. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$\frac{L^{MAX}}{4}$ Appuis entravée de rive. Armatures supérieures : $h' \geq \frac{L}{10}$	}
$\frac{L^{MAX}}{5}$ Appuis en travée intermédiaire.	

Avec :

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

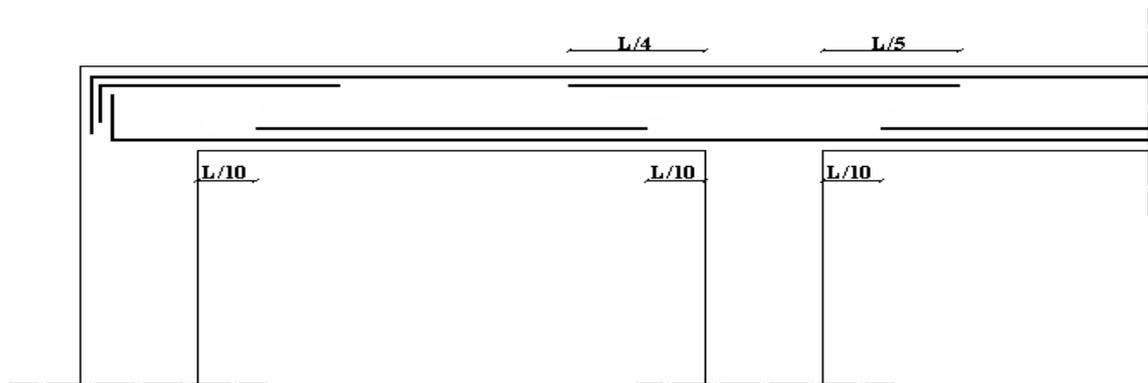


Figure.V.5 :arrêt de barres forfaitaire

V.3.9. Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

- Poutre porteuse : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.03cm \quad (L = 5.3m > 5m)$

- Poutre secondaire : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0.9cm \quad (L = 4.5m \leq 5m)$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_v I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

fmax: La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S (q=G+Q).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

Ib : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion ($I_b = \frac{bh^3}{12}$)

Evj : Module d'élasticité différé du béton armé (Evj=10721,40MPa).

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

➤ Sens porteur :

	Fleche - Version 1.01.035	24/05/2018
	VERIFICATION DE LA FLECH -SENS PORTEUR-	
	sens porteur	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

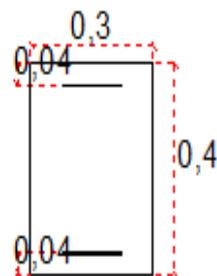
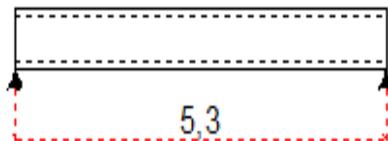
Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	5,3 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,4 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,04 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,04 m
Section des armatures tendues :	7,7 cm ²
Section des armatures comprimées :	6,03 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes a vant mise en place des cloisons (Mj) :	43,06 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	43,06 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	50,43 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	7,319 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	8,263 mm
Flèche totale :	4,5 mm
Flèche totale admissible :	10,3 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.



➤ Sens non-porteur :

Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	24/05/2018
	sans nom	Page 1 / 1

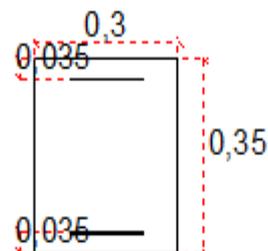
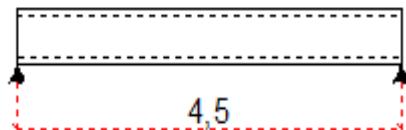
Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	4,5 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,35 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,035 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,035 m
Section des armatures tendues :	7,7 cm ²
Section des armatures comprimées :	4,62 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	19,39 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	19,39 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	23,84 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	2,886 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	3,384 mm
Flèche totale :	2,106 mm
Flèche totale admissible :	9 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	



- Après le calcul on a schématiser le ferraillage des poutres dans les Figures Suivantes :

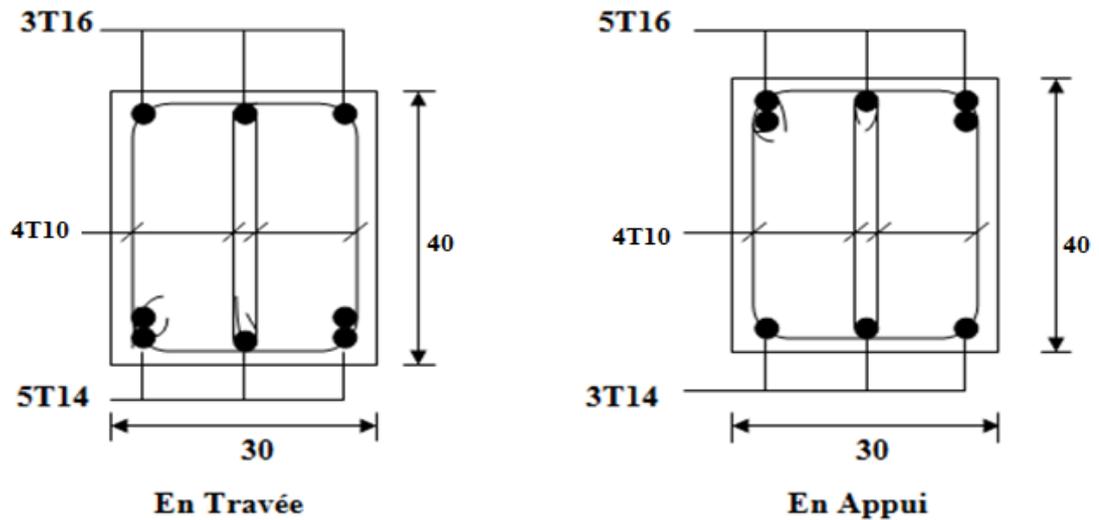


Figure V.6: exemple de ferraillage des poutres porteuses

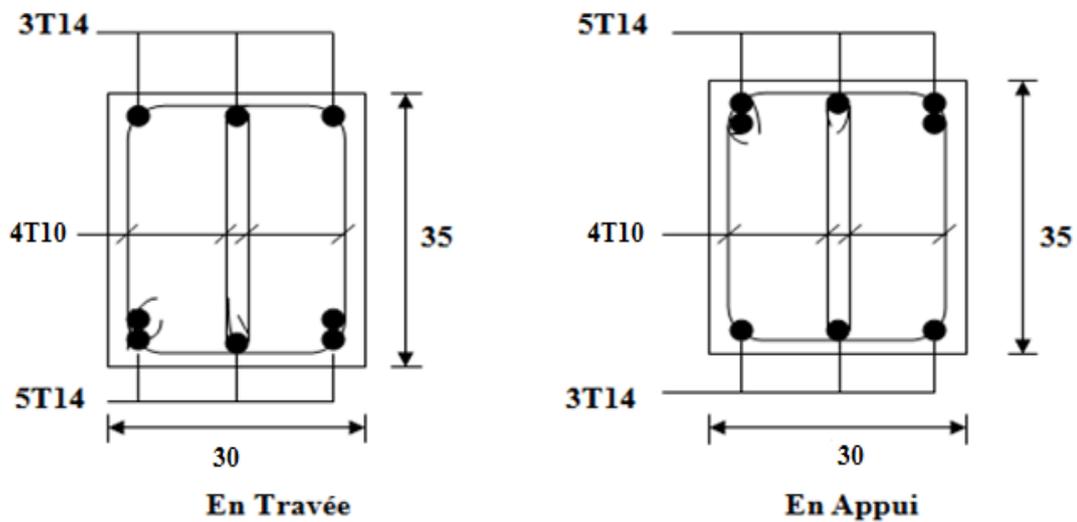


Figure V.7: exemple de ferraillage des poutres non porteuses

V.4. Ferrailage des voiles

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le (BAEL, 1991) et les vérifications selon le (RPA, 1999). Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

V.4.1. Rôle de voile

- Les voiles ont donc principalement pour objet :
- Assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges

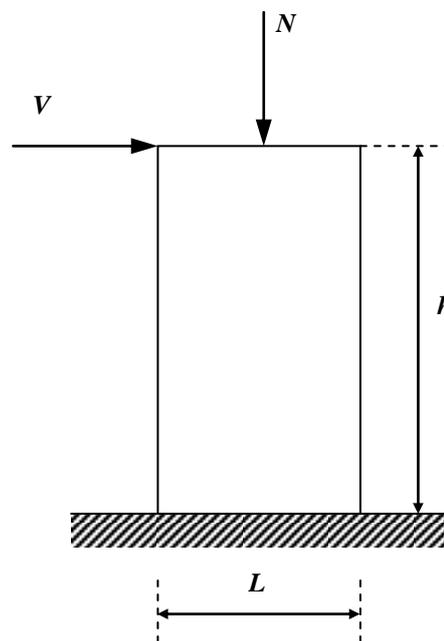


Figure V.8. Sollicitation des voiles

- Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le ferraillage du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités des voiles; on les appelle (les raidisseurs) d'un pourcentage ; et des armatures verticales uniformément réparties de pourcentage.
2. D'armatures horizontales parallèles aux faces du mur elles aussi uniformément répartie de pourcentage.
3. Les armatures transversales (épingles).

V.4.2.1 Combinaison d'action

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

- Selon le (RPA, 1999):
- ✓ ELU: Situation durable ... $1,35G+1,5Q$
- Selon le (RPA, 1999):
- ✓ Situation accidentelle ... $G+Q\pm E$
 - ... $0.8G\pm E$

Avec:

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

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

1- Effort normal maximal et le moment correspondant (M_{\max} ; N_{cor}).

2-Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{corr}).

Chacune des deux combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des deux valeurs (cas plus défavorable).

V.4.2.2. Recommandations des (RPA, 1999) concernant les voiles**➤ 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.

➤ 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'espace 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 épingle 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 :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4 V$$

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

V.4.3. calcul de ferrailage

V.4.3.1 Ferrailage verticale

V.4.3.1.1. calcul du ferrailage vertical

On calcul les contraintes max et min par la formule de NAVIER

$$\sigma_{1;2} = \frac{M}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

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 à 3 cas :

✓ **1^{ere} cas :**

- $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le **(RPA, 1999)** ($A=0.002a_l$)

✓ **2^{eme} cas :**

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0 \dots\dots$ 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 le **(RPA, 1999)**

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% .a.L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\% .a.L$ on ferraille avec A_v .

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

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1ml)$$

✓ **3^{eme} cas :**

- σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée. La section des armatures verticales égale à F_t/f_e

Avec :

$$ft = \frac{\sigma e X}{2}$$

e : épaisseur du voile.

X : largeur de la zone tendue du voile.

V.4.3.1.2.Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après le **(RPA, 1999)**

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

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 le **(RPA, 1999)**:

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.1m$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\%a.1m$$

L'espacement : d'après le **(RPA, 1999)**: $S \leq (1,5a ; 30cm)$

-Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

➤ 40φ  les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.

➤ 20φ  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$ V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

➤ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

V.4.3.1.3. Armatures transversales :

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

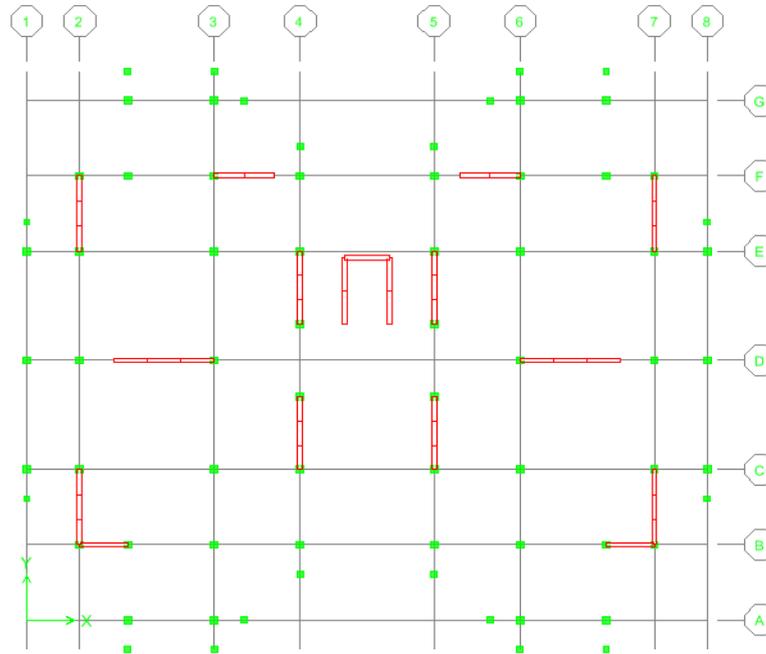


Figure V.9: vue en plan

V.4.4. Ferraillage des voiles sous : (0,8G ± E)

- **V.4.4.1. Premier type : Voile pleine en U**

Les paramètres A, V, V' et I sont donnée par logiciel « **SOCOTEC** » et les efforts N, M et T sont donnée par logiciel « **ETABS** »

A = 0.935m²

V = 1.77m

V' = 1.33m

I = 1.29 m⁴

N = 2432.01 KN

M = 8580.735KN.m

T = 929.05 KN

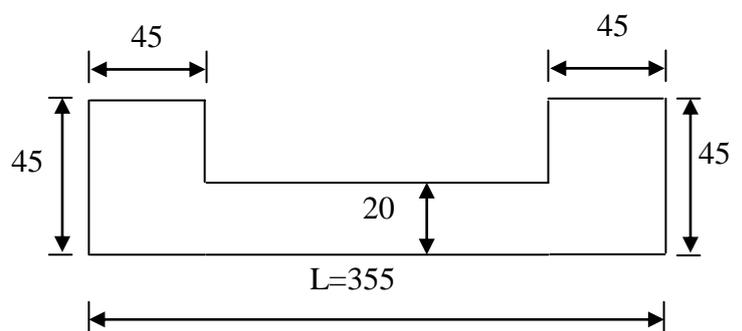


Figure V.10. Vue en plan

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{2432.01}{0.935} + \frac{8580.735 \times 1.77}{1.29} \right] \cdot 10^{-3} = 14.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2432.01}{0.935} - \frac{8580.735 \times 1.77}{1.29} \right] \cdot 10^{-3} = -9.17 \text{ MPa}$$

- σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

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

$$N = 2883.15 \text{ KN}$$

$$M = 8480.15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2883.15}{0.935} + \frac{8480.15 \times 1.77}{1.29} \right] \times 10^{-3} = 14.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 14.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

✓ Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{9.17}{14.37 + 9.17} \times 3.55 = 1.38 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3.10 - 1.2 = 1.9 \text{ m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{9.17 \times (1.2 - 0.45)}{1.2} = 5.75 \text{ MPa}$$

✓ Détermination des armatures verticales

▪ Tronçon AB :

la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{9.17 + 5.75}{2} \right) \cdot 0.45 \times 0.45 \times 10^3 = 1511.3 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1511.3 \times 10}{400} = 37.78 \text{ cm}^2$$

▪ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 5.75 \times (1.2 - 0.45) \times 0.2 \times 10^3 = 435.9 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{435.9 \times 10}{400} = 10.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 10.9 + 37.78$$

$$A_t = 48.68 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de Avj**

On a :

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 929.05 \times 10}{400} \times \frac{1.2}{3.10} = 13.93 \text{ cm}^2$$

• **Section total d'armature :**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 48.68 + 13.93 = 62.61 \text{ cm}^2$$

D'après le (RPA, 1999)

$$A_{Total} = 62.61 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \cdot 0.2 \times 1.2 \times 10^4 = 4.83 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales**

▪ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4V}{a \cdot 0.9L} = \frac{1.4 \times 929.05 \times 10}{20 \times 0.9 \times 310} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon le (RPA, 1999)**

$$\tau_b = 2.32 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot 1m = 0.25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(5T10) = 7.86 \text{ cm}^2$ $S_h = 15 \text{ cm}$

▪ L'espacement

$$S_v \leq \min(1,5a = 30cm; 30cm) = 30cm$$

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% .a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (1,9 - 1,2) \times 10^4 = 2,8cm^2$$

▪ Choix d'armature

- ◆ **Les poteaux :** 12T16= 24,14cm²
- ◆ **La zone poteau voile :** 2(3T14) = 9.24cm² ; Sv =10 cm.
2(3T14)= 9.42cm² ; Sv=10 cm.
- ◆ **La zone courante :** 2(9T10) = 14.14 cm² ; Sc =25 cm

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale

• **V.4.4.2. Deuxième type voile en L :**

L=2.4m

A = 0.637m²

V = 1.50m

V' = 0.9m

I = 0.4129 m⁴

N = 759.59 KN

M = 2996.128 KN.m

T = 491.4 KN

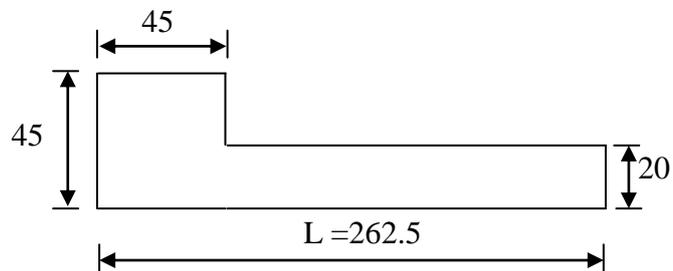


Figure V.11. Vue en plan du voile plein en L

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{759.59}{0.637} + \frac{2996.128 \times 1.50}{0.4129} \right] \cdot 10^{-3} = 12.08MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{759.59}{0.637} - \frac{2996.128 \times 1.50}{0.412} \right] \cdot 10^{-3} = -9.7Pa$$

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)**

$$N = 2101.52 \text{ KN}$$

$$M = 2996.57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2101.52}{0.637} + \frac{2996.57 \times 2.77}{0.4129} \right] \times 10^{-3} = 10.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 10.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

✓ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{9.7}{12.08 + 9.7} \times 2.4 = 1.07 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 2.40 - 1.07 = 1.33 \text{ m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{9.7 \times (1.33 - 0.45)}{1.33} = 5.61 \text{ MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales**

- **Tronçon AB** : la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{9.7 + 5.61}{2} \right) \cdot 0.45 \times 0.45 \times 10^3 = 1549.4 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1549.4 \times 10}{400} = 38.73 \text{ cm}^2$$

- **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b)a = \frac{1}{2} \times 5.61 \times (1.07 - 0.45) \times 0.20 \times 10^3 = 347 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{347 \times 10}{400} = 8.68 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 38.73 + 8.68$$

$$A_t = 47.40 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul de A_{vj} :

On a

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 491,4 \times 10}{400} \times \frac{1,07}{2,4} = 8,42 \text{ cm}^2$$

▪ Section total d'armature

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 47,40 + 8,42 = 55,83 \text{ cm}^2$$

D'après le (RPA, 1999):

$$A_{Total} = 55,83 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 1,07 \times 10^4 = 4,27 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des armatures horizontales

▪ La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 491,4 \times 10}{20 \times 0,9 \times 240} = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

▪ Le pourcentage minimal selon le (RPA, 1999)

$$\tau_b = 1,59 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2$ $S_h = 15 \text{ cm}$

▪ L'espacement

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,20 \times (1,33 - 1,07) \times 10^4 = 1,04 \text{ cm}^2$$

▪ Choix d'armature

♦ Les poteaux : $12T16 = 24.14\text{cm}^2$

♦ La zone poteau voile : $2(4T16) = 16.10\text{cm}^2$; $S_v = 10\text{ cm}$.

$2(4T16) = 16.10\text{ cm}^2$; $S_v = 10\text{ cm}$.

♦ La zone courante : $2(9T10) = 14.14\text{ cm}^2$; $S_c = 15\text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale

V.4.5. Caractéristiques et efforts

Les résultats de calcul sont regroupée dans les tableaux suivantes :

Tableau V.19. Caractéristique des voiles et calcul des contraintes

Voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	M (Kn.m)	N (Kn)	T (Kn)	σ_1 ((Mpa)	σ_2 (Mpa)	Obs
Voile1	2.35	0.695	0.423	1.18	0.72	2640.28	303.13	420.02	7.80	6.929	SEC
Voile2	3.45	0.915	1.1944	1.72	1.28	5557.21	1914.3	490.89	10.09	5.911	SPC
Voile3	4.225	0.957	1.6071	2.33	1.67	8277.15	1609.35	901.33	13.68	10.31	SPC

V.4.6. Ferrailage :

Tableau V.20. effort et sections d'armature dans les voiles

Voile	σ_3 (Mpa)	X (m)	Y (m)	F1 (Kn)	F2 (Kn)	Fe (Mpa)	Av1 (cm ²)	Av2 (cm ²)	AVJ (cm ²)
Voile1	3.44	0.89	1.01	1049.9	152.7	400	26.25	3.82	7.61
Voile2	3.51	1.11	1.89	953.8	230.9	400	23.85	5.77	6.98
Voile3	7.62	1.72	2.28	1816.2	967.4	400	45.40	24.18	14.92

Les résultats de calcul de ferrailage sont regroupée dans le tableauxuivantes :

Tableau V.21.Choix d'armature des voiles

Voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	choix d'armature			
			Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				coté poteau	extrémité	
Voile1	37.67	3.57	12T16	2x(2T14) Es=10cm	/	2x(6T10) Es=30cm
			12T16	2x(2T14) Es=10cm	/	
Voile2	36.6	4.43	12T14	2x(3T14) Es=10cm	/	2x(11T10) Es=20cm
				2x(3T14) Es=10cm	/	
Voile3	84.51	6.87	12T20	2x(4T20) Es=10cm	2x(4T20) Es=10cm	2x(12T10) Es=30

V.4.6.1.Vérification de La contrainte de cisaillement

Les résultats de Vérification de La contrainte de cisaillement sont regroupés dans le tableauxuivant :

Tableau V.22.Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles

Voile	L(m)	e(m)	T(Kn)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Vérification
Voile1	2.35	0.2	420.02	1.2281	5	oui
Voile2	3.45	0.2	490.89	0.909	5	oui
Voile3	4.225	0.2	901.33	1.251847	5	Oui

Après le calcul ona schématisé le ferrailage des voiles dans les Figures suivantes:

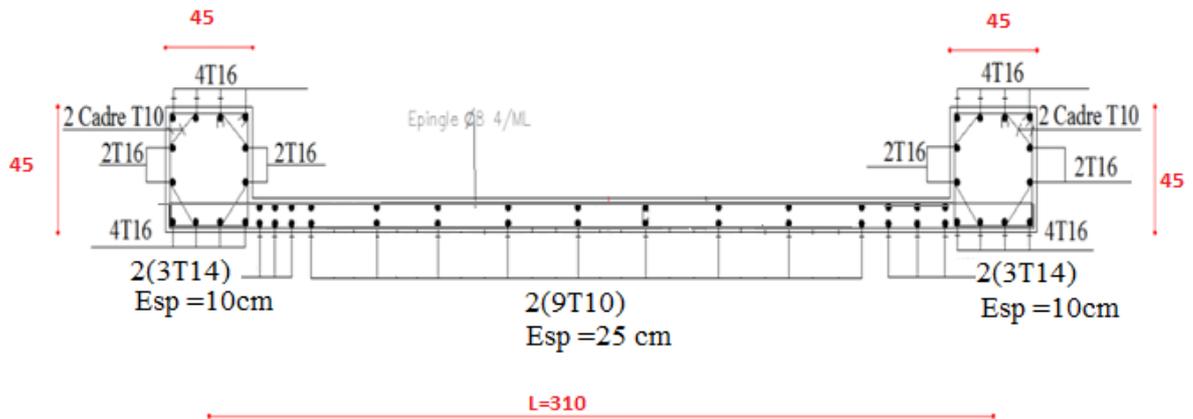


Figure V.12:Exemple de ferraillage du voile pour tous les étages forme U

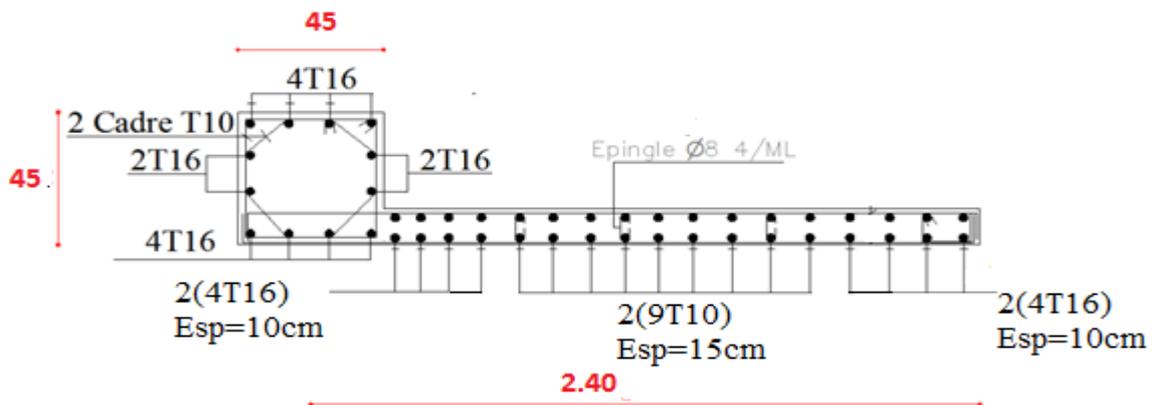


Figure V.13:Exemple de ferraillage du voile pour tous les étages forme L

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait la détermination des ferraillages des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) à partir de logiciel **SOCOTEC** et des résultats obtenus par l'analyse dynamique de la structure par logiciel **ETABS**

CHAPITRE 6

Etudes d'infrastructure

6.1. Introduction

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

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

6.2. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain. Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types de semelles : les semelles continues, les semelles isolées et les semelles des radiers (Figure VI.1). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).

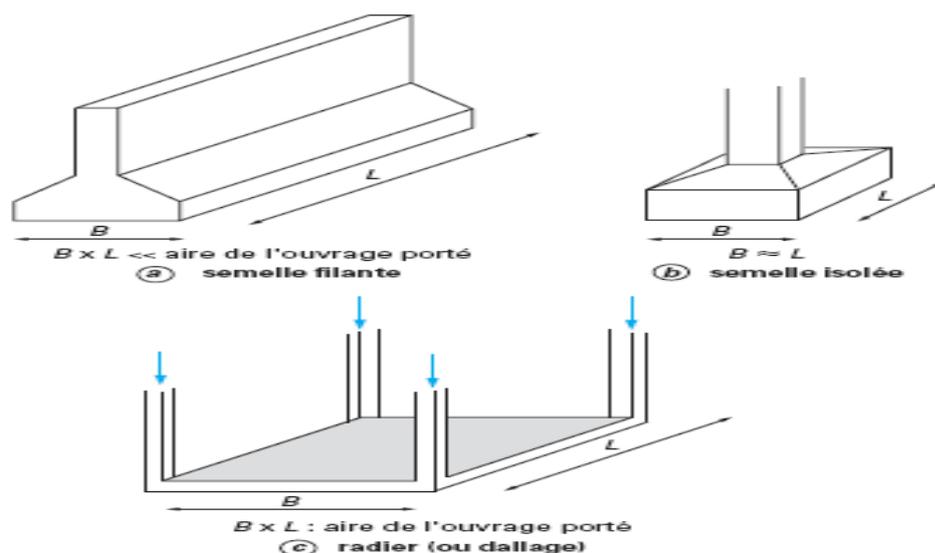


Figure VI.1. Type des fondations superficielles

6.3. Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,.....
- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- **Le site** : urbain, campagne, montagne, bord de mer,.....
- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence d'eau,.....
- **Le 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 :

- N'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 amplifient 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 vérifié 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.

6.5.1. Choix de fondations

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, si non on choisi un radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'E.L.S.
- S : La surface de la fondation.
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 2 bars.

Remarque

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai de sol règlementaire 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.

6.5.1.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

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

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B $\Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

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

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

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

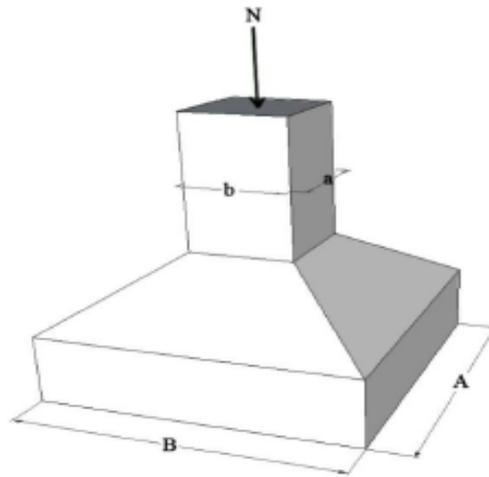


Figure VI.2. Dimensions de la semelle isolée

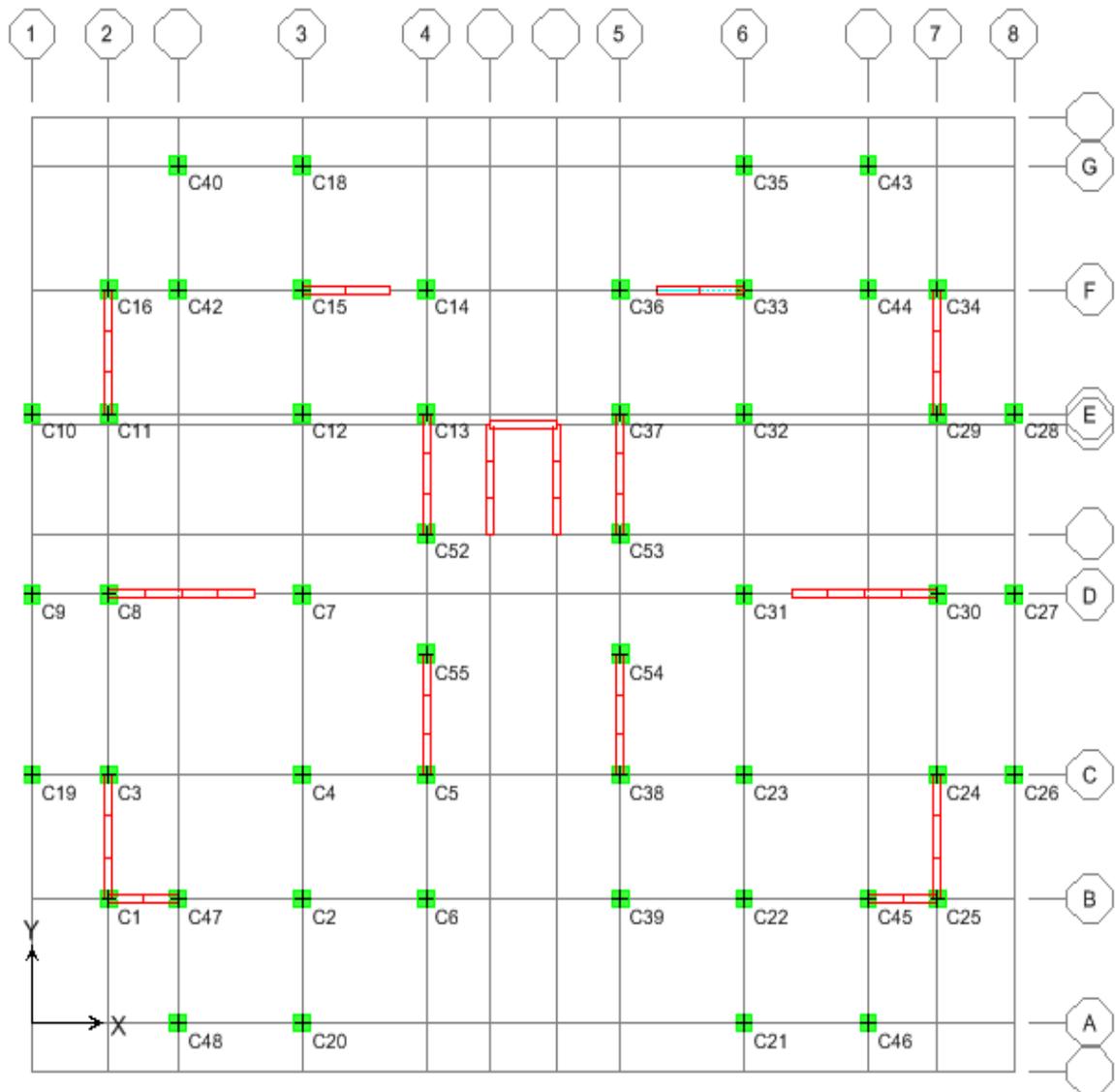


Figure VI.3. Disposition des poteaux

- Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Sections des semelles isolées

Poteaux	P	S (m ²)	A cal	A choisie
C2	1019.95	5.09	2.25	3
C4	1211.04	6.05	2.46	3
C6	773.51	3.86	1.96	2
C7	783.02	3.91	1.97	2
C9	632.68	3.16	1.77	2
C10	400.62	2.00	1.41	2
C12	1177.71	5.88	2.42	3
C14	556.66	2.78	1.66	2
C18	898.49	4.49	2.11	3
C19	406.67	2.03	1.42	2
C20	963.89	4.81	2.19	3
C21	963.85	4.81	2.19	3
C22	1019.95	5.09	2.25	3
C23	1211.05	6.05	2.46	3
C26	406.66	2.03	1.42	2
C27	632.51	3.16	1.77	2
C28	400.48	2.00	1.41	2
C31	783.27	3.91	1.971	2
C32	1177.77	5.88	2.42	3
C35	898.68	4.49	2.11	3
C36	559.59	2.79	1.67	2
C39	773.51	3.86	1.96	2
C40	680.32	3.40	1.84	2
C42	634.54	3.17	1.78	2
C43	680.31	3.40	1.84	2
C44	634.69	3.17	1.78	2
C46	651.06	3.25	1.82	2
C48	651.11	3.25	1.84	2

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min} = 1.9\text{m}$ (valeur entre axe minimum entre deux poteaux) :

$$\text{Et : } B = A = 3\text{m}$$

Alors :

$$1.5 \times 3 = 4.50 \text{ m} > L_{\min} = 1.9 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion

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

6.5.1.2. Semelles filantes

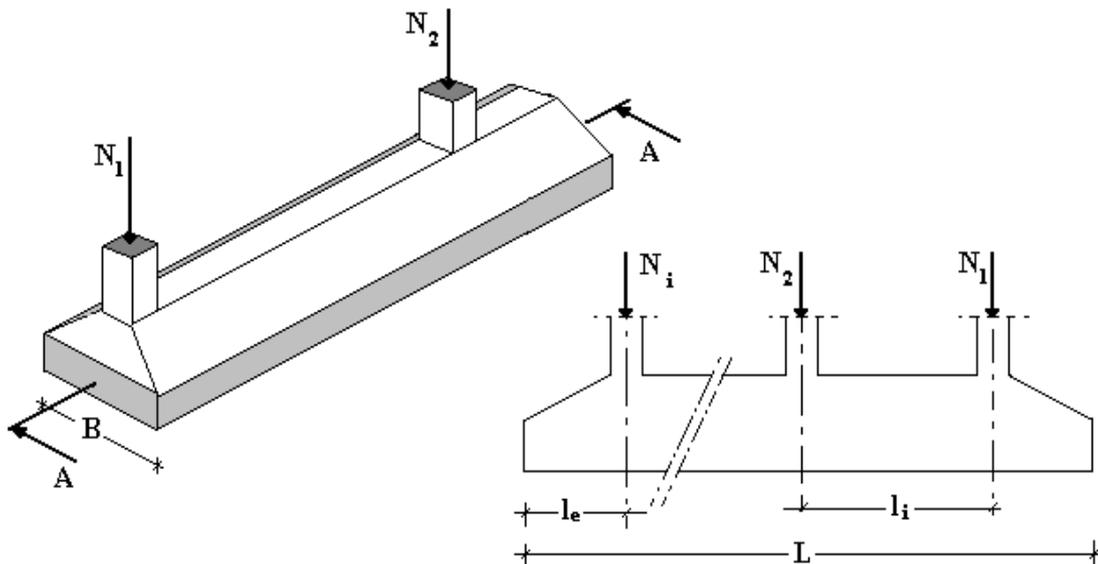


Figure VI.4.Semelle filante.

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

On a :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

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

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

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

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

La section des semelles filantes sont présentées au Tableau VI.2.

Tableau VI.2. Dimensions des semelles filantes

SENS	FILES/AXE	N(KN)	L(m)	δ_{sol} (KN/m2)	B(m)	B choisie
X-X	A	3223.88	6.8	200	2.37	2.4
	B	7018.41	22.7	200	1.54	1.6
	C	5403.88	26.9	200	1.00	1
	D	9731.97	26.9	200	1.80	1.9
	E	6752.31	26.9	200	1.25	1.3
	F	7721.84	22.7	200	1.70	1.8
	G	3151	6.8	200	2.31	2.4
Y-Y	1	1485.85	9	200	0.82	1
	2	5614.72	15.2	200	1.84	2
	3	6556.15	21.4	200	1.53	1.6
	4	7803.18	15.2	200	2.56	2.6
	5	9968.68	15.2	200	3.27	3.4
	6	6557.9	21.4	200	1.53	1.6
	7	5612.82	15.2	200	1.84	2
	8	1483.8	9	200	0.82	1

- 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 : ($L_{\min} = 1.9\text{m}$)

$2.5 \times B = 2.5 \times 2.40 = 6 \text{ m} > L_{\min} = 1.9\text{m} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée.

* Sens Y-Y : ($L_{\min} = 3 \text{ m}$)

$2.5 \times B = 2.5 \times 3.4 = 8.5\text{m} > L_{\min} = 3\text{m} \dots\dots\dots$ 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.

6.5.1.3. Radier général

Le radier est une épaisse couche de béton armé, coulé directement sur le sol pour constituer l'assise et le plancher bas d'une construction (Figure VI.5). La dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée (dalle mince et raidie par des nervures croisées de grande hauteur).

Notre bâtiment est fondé sur un radier nervuré qui est le plus économique que les autres types et le plus utilisé à la pratique.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

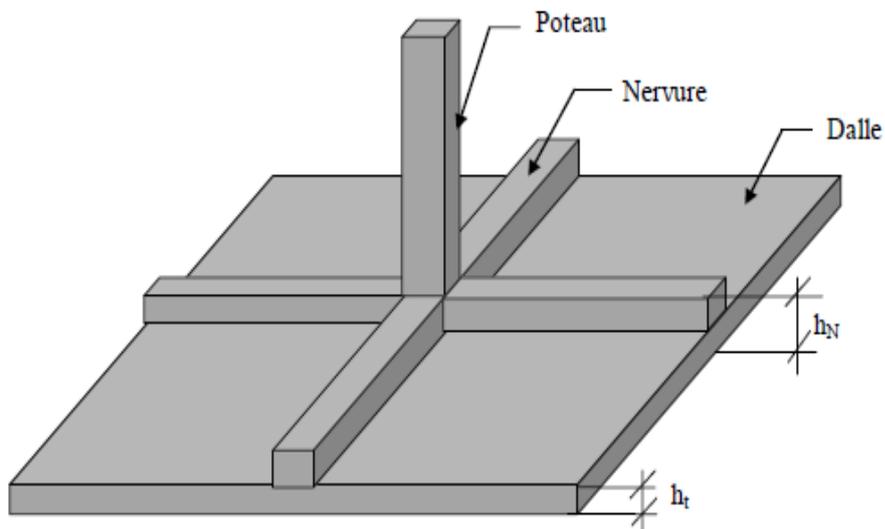


Figure VI.5. Radier en béton armé

a) Calcul Du Radier

1. Pré dimensionnement du radier**a. Epaisseur du radier**

Puisque le radier sera calculé comme un plancher renversé la condition forfaitaire

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5cm \quad \text{On prend } h_r = 35cm$$

b. Vérification au cisaillement

Avant de faire cette vérification, on doit déterminer l'effort normal revenant au radier et sa surface nécessaire.

$$\text{Surface du bâtiment : } S_b = 400.4m^2$$

$$\text{On doit avoir } \sigma = \frac{P}{S_r} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow S_r \geq \frac{P}{\sigma_{SOL}}$$

Avec : S_r : Surface du radier.

P : Le poids totale.

c.Détermination du poids

Poids de la structure sous G + Q :

$$P_s = 66697.01KN$$

d.surface du radier

$$S_r \geq \frac{P}{\sigma_{SOL}} = \frac{66697.01}{200} = 333.48m^2$$

On voit bien que la surface du radier nécessaire est inférieure à celle du bâtiment, mais pour les raisons de coffrage, on ajoute un débord de 1m .

$$\text{-Alors } S_r = S_b + S_d$$

$$S_b = 400.4m^2 : \text{Surface du bâtiment.}$$

$$S_d = 103.6m^2 : \text{Surface du débord.}$$

$$\text{Donc } S_r = 504m^2$$

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_b = \frac{V_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,05 f_{C28} = 1.25 MPa$$

d : la hauteur utile

$$q = \frac{P}{S_r} = \frac{66697.01}{504} = 132.33 KN / m^2 \rightarrow q \text{ est la charge répartie sur la dalle.}$$

e. Calcul de l'effort V

Suivant l_y :
$$V_y = \frac{q \times l_x \times l_y}{2 \times l_y + l_x} = \frac{132.33 \times 5.3 \times 4.50}{2 \times 4.5 + 5.30} = 220.70 KN$$

Suivant l_x :
$$V_x = \frac{q \times l_x \times l_y}{3 l_y} = \frac{132.33 \times 5.3 \times 4.50}{3 \times 4.5} = 235.54 kN$$

$$V_{\max} = \max(V_x, V_y) = V_x = 253.54 kN$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_{\max}}{b} = \frac{253.54 \times 10}{100} = 25.34 cm$$

$$d \geq 25.34 cm$$

$$h = d + c = 29.34 cm$$

On prend $h = 35 cm$

2. Dimensionnement des nervures

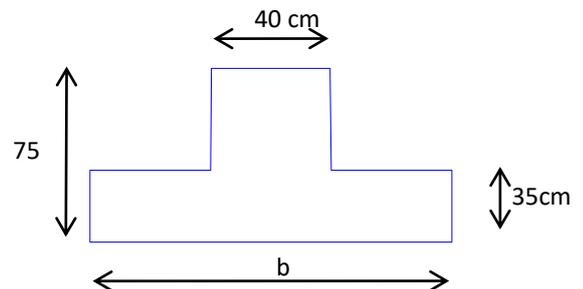
La hauteur de la poutre est donnée ainsi :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 cm$$

Soit : $h_p = 70 cm$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{70}{2} = 35 cm$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h_p = 70 cm \\ b_p = 40 cm \end{cases}$$



a. Vérification de la rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : $\frac{\pi}{2} \times l_e \geq l_i$

- La répartition uniforme des contraintes ne peut être adoptée qu'après avoir calculer la longueur élastique l_e .

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

où K : coefficient de réaction mécanique appelé aussi coefficient de la raideur du sol

$$(K = 2 \times \sigma_{sol} = 4MPa / cm)$$

E : module d'élasticité du béton ($3.20 \times 10^7 kN/m^2$)

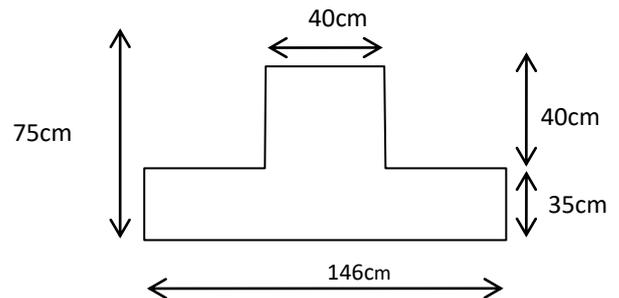
I : inertie de la semelle.

b: longueur du tronçon pris pour le calcul.

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{l}{2} \\ 8h_0 \end{array} \right\} \Rightarrow b \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{530}{10} cm \\ \frac{450}{2} cm \\ 280cm \end{array} \right\} = 53cm$$

Alors $b_1 = 53cm$

$$\text{Et } b = 2b_1 + b_0 = 106 + 40 = 146cm$$



b. Calcul de l'inertie

$$X_G = 13.42cm$$

$$I = 146 \times \frac{35^3}{12} + (146 \times 35) \times \left(13.42 - \frac{35}{2}\right)^2 + \frac{40 \times 35^3}{12} + (40 \times 35) \times \left(13.42 - 35 - \frac{35}{2}\right)^2$$

$$I = 2887728.89 cm^4 = 0.0288m^4$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^7 \times 2887728.89}{4 \times 146}} = 891.94cm = 8.91m$$

On a $\frac{\pi}{2} \times l_e = 14.00m > l_i$ avec $L_{max} = 5.3m$ **C.V**

Alors le radier est rigide. Donc la répartition des charges et surcharges venant de la superstructure est uniforme.

3. Vérification de la stabilité du radier

Les charges agissantes sur le radier :

- Poids de la structure et sous sol : $N_s = 66697.01\text{KN}$ (ETABS)
- Poids de la dalle : $0,35 \times 504 \times 25 = 176.4\text{kN}$.
- Poids des nervures : $0,40 \times 0,40 \times 143.48 \times 25 = 502.18\text{kN}$

Donc $N = 66697.01 + 176.4 + 502.18 = 67375.59\text{ kN}$

Avec :

$$M_x = M1 = 10215.2\text{ KN.m}$$

$$M_y = M2 = 1143.045\text{KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal**

- **par rapport à l'axe Y**

- $N = 66697.01\text{KN}$
- $M2 = 1143.045\text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I} = \left(\frac{66697.01}{504} + \frac{1143.045 \times 13.42}{33579.1} \right) \times 10 = 1.32\text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V'}{I} = \left(\frac{66697.01}{504} - \frac{1143.045 \times 13.42}{33579.1} \right) \times 10 = 1.31\text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.3\text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2\text{ bars}$$

➤ **Sens transversal**

- **par rapport à l'axe X**

- $N = 66697.01\text{KN}$
- $M1 = 10215.2\text{MN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I} = \left(\frac{66697.01}{504} + \frac{10215.2 \times 11.1}{15378.7} \right) \times 10 = 1.39\text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V'}{I} = \left(\frac{66697.01}{504} - \frac{10215.2 \times 11.1}{15378.7} \right) \times 10 = 1.24\text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.35\text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2\text{bars}$$

▪ **Vérification sous les sollicitations durables**

Pour que la structure soit stable, il faut que : $\sigma = \frac{N}{S_r} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_u = \frac{95882.62}{504} = 190.24 \text{ kN/m}^2 = 1.9 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{69557.04}{504} = 138.01 \text{ kN/m}^2 = 1.38 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \dots\dots \text{C.V}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc la construction est stable sous les sollicitations durables.

▪ **Vérification sous les sollicitations accidentelles**

Le radier est soumis à un effort normal et un moment de renversement, donc on doit vérifier les extrémités du radier à la traction (soulèvement) sous les sollicitations.

▪ **Sous sollicitation (0,8G + E)**

➤ **Sens longitudinal (sens x)**

$$N = N_{sup} + 0.8N_{ss} = 38457.36 + 0.8 \times (8291.75) = 45090.76 \text{ KN}$$

$$M = M_{ETABS} + V_x \cdot h = 2076.34 + 4406.62 \times 3.81 = 18865.56 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I} = \left(\frac{45090.76}{504} + \frac{18865.56 \times 13.42}{33579.1} \right) \times 10 = 0.97 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V}{I} = \left(\frac{45090.76}{504} - \frac{18865.56 \times 13.42}{33579.1} \right) \times 10 = 0.82 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.36 \text{ bars} < 1.5\sigma_{sol} = 3 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Sens transversale (sens y)**

$$N = N_{sup} + 0.8N_{ss} = 38457.36 + 0.8 \times (8291.75) = 45090.76 \text{ KN}$$

$$M = M_{ETABS} + V_y \cdot h = 2076.34 + 4427.98 \times 3.81 = 18946.94 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I} = \left(\frac{45090.76}{504} + \frac{18946.94 \times 11.1}{15378.7} \right) \times 10 = 1.03 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V'}{I} = \left(\frac{45090.76}{504} - \frac{18946.94 \times 11.1}{15378.7} \right) \times 10 = 0.75 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.36 \text{ bars} < 1,5\sigma_{sol} = 3 \text{ bars} \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

▪ **Sous les sollicitations (G+Q+E)**

➤ **1-Sens longitudinal (sens x)**

$$N = N_{ETABS} + N_{ss} = 59345.65 + 10212.44 = 69558.09 \text{ KN}$$

$$M = M_{ETABS} + F_x.h = 2455.145 + 4406.62 \times 3.81 = 19244.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I} = \left(\frac{69558.09}{504} + \frac{19244.36 \times 13.42}{33579.1} \right) \times 10^{-2} = 1.39 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V}{I} = \left(\frac{69558.09}{504} - \frac{19244.36 \times 13.42}{33579.1} \right) \times 10^{-2} = 1.30 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.36 \text{ bars} < 1,5\sigma_{sol} = 3 \text{ bars} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

➤ **Sens transversal (sens y)**

$$N = N_{ETABS} + N_{ss} = 59345.65 + 10212.44 = 69558.09 \text{ KN}$$

$$M = M_{ETABS} + F_y.h = 2455.145 + 4427.98 \times 3.81 = 19325.74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I} = \left(\frac{69558.09}{504} + \frac{19325.74 \times 11.1}{15378.7} \right) \times 10^{-2} = 1.65 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V}{I} = \left(\frac{69558.09}{504} - \frac{19325.74 \times 11.1}{15378.7} \right) \times 10^{-2} = 1.24 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.55 \text{ bars} < 1,5\sigma_{sol} = 3 \text{ bars} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

4. 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.

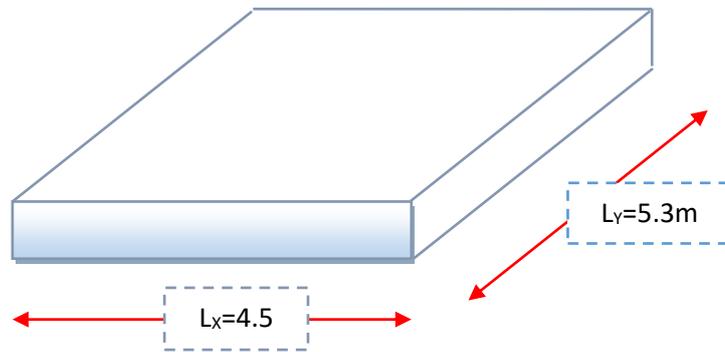


Figure VI.6. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

4.1. Ferrailage de la dalle du radier

Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$: La dalle travaille dans un seul sens.

On a :

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.85 < 1.0$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

❖ **Panneau de rive**

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x \text{ (autre appui)}$$

❖ **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:

- ELU :

$$q_u = \sigma_{ELU} \cdot 1ml = 190.24KN/m$$

- ELS :

$$q_{ser} = \sigma_{SER} \cdot 1ml = 138.01KN/m$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$$\text{ELU : } \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.050 \\ \mu_y = 0.697 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.058 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

- ELU

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0.050 \times 190.24 \times (4.5)^2 = 192.61KN.m \\ M_y = \mu_y M_x = 0.697 \times 180.66 = 134.25KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 192.61 = 144.45KN.m \\ M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 \times 134.25 = 100.69KN.m \end{cases}$$

$$M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x = 96.30KN.m$$

• ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 0.058 \times 138.01 \times (4.5)^2 = 162.09 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.778 \times 162.09 = 126.10 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 162.09 = 121.56 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 126.10 = 94.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 81.04 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.3. Calcul des moments

	ELU	ELS
$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	144.45	121.56
$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	100.69	91.17
$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	96.30	81.04
$M_{ay} \text{ (KN.m)}$	96.30	81.04

Résultats de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau VI.14

Avec : Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau VI.4. Ferrailage de la dalle a L'ELU

	Sens	M_u (KN .m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	144.45	0.102	0.134	298.11	13.9	8T16	16.09	12.5
	y-y	100.69	0.071	0.092	303.38	9.53	8T14	12.32	12.5
Appui	x-x	96.30	0.068	0.088	303.91	9.10	8T14	12.32	12.5
	y-y								

❖ Vérification nécessaires

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80\text{cm}^2 < 12.32\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.5. Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifié
Travée	x-x	121.56	10.34	155368.92	8.09	15	260.04	201.63	Non
	y-y	91.17	9.26	126277.41	6.69		251.61		Non
Appuis	x-x	81.04	9.15	126277.41	5.94	15	231.93	201.63	Non
	y-y								

Remarque : Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de ferrillages.

Tableau VI.6. Ferrailage final de la dalle

	Sens	Choix	As ^{adp} (cm ²)	Esp
Travée	x-x	8T20	25.13	16
	y-y	8T16	16.09	14
Appui	x-x	8T16	16.09	14
	y-y			

Tableau VI.7. Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
Travée	x-x	121.56	11.71	196158.05	7.26	15	193.30	201.63	Oui
	y-y	91.17	10.34	155368.92	6.07		195.03		Oui
Appuis	x-x	81.04	10.34	155368.92	5.39	15	173.36	201.63	Oui
	y-y								

Le ferrailage de la dalle du radier est présenté sur la Figure VI.7 ET VI.8

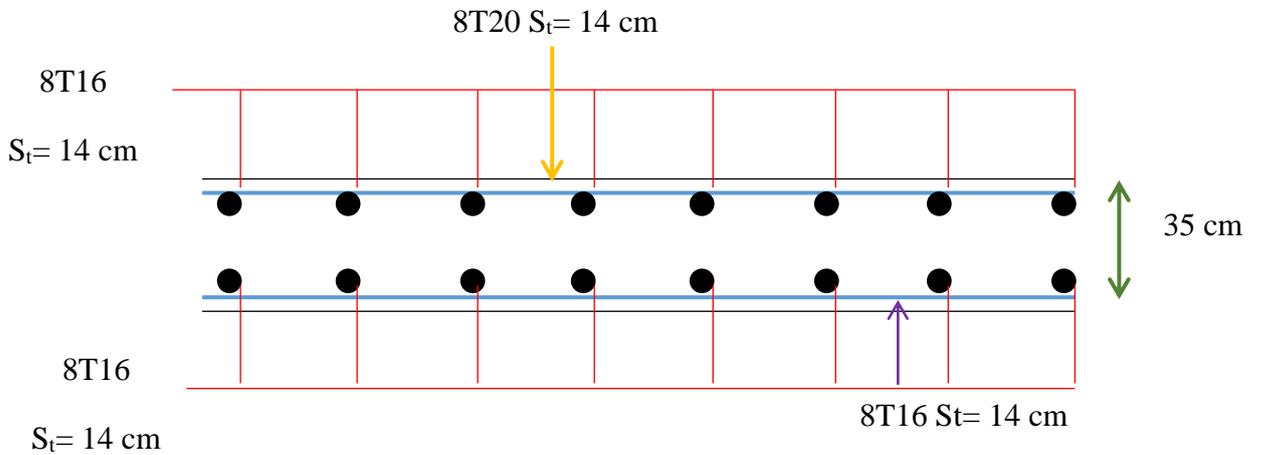


Figure VI.7. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens X-X.

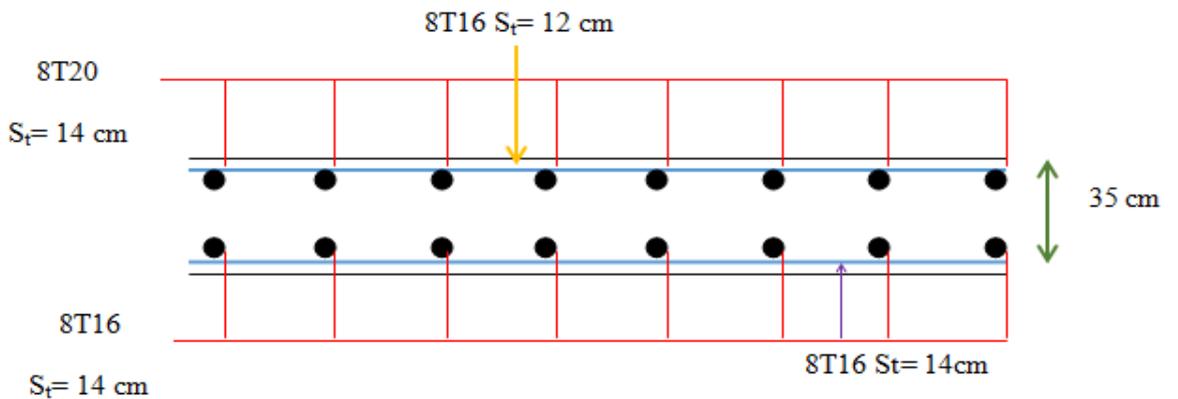


Figure VI.8. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens Y-Y.

4.2. Ferrailage des nervures

Le moment est calculé par : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$

❖ **Calcul des armatures**

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=40\text{cm}$;
 $h=75\text{cm}$; $d=0.9h=67.5\text{cm}$ (Méthode de calcul voir annexe I) :

✓ **Sens x-x :**

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
Travée	190.24	567.78	0.220	0.314	59.02	27.64	9T20	28.29
Appuis		333.99	0.129	0.173	62.82	15.28	8T16	16.09

✓ **Sens y-y :**

Tableau VI.9. Ferrailage des nervures

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
Travée	190.24	409.31	0.160	0.219	61.58	19.10	10T16	20.11
Appuis		240.77	0.240	0.349	58.05	11.91	6T16	12.06

❖ **Vérification nécessaires**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 < 12.06\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.10. Vérification des contraintes

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
Travée	411.9	30.02	1126481.4	10.98	15	232.98	201.63	Non
Appuis	242.3	24.15	752006.95	7.78		232.6		Non

Remarque

Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
Travée	411.89	30.02	1126481.4	10.98	15	232.98	2201.63	Non
Appuis	242.3	24.15	752006.95	7.78		232.6		Non

Tableau VI.11. Ferrailage final des nervures

	Choix	As (cm ²)
Travée	12T20	37.71
Appui	10T16	20.11

✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 412.70kN$$

$$\tau_u = \frac{412.70 \cdot 10^3}{400 \times 675} = 1.52MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

❖ **Armatures transversales**

✓ **BAEL 1999 [1]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.76MPa$$

✓ **RPA1999 [2]**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 18.75cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2.00cm$$

$f_c=400MPa$; $\tau_u=1.52Mpa$; $f_{t28}=2.1Mpa$; $b=40cm$; $d=67.5cm$

$h=75 cm$; $f_{c28}=25 Mpa$

On prend :

$S_t=10cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=25cm \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$A_t \geq 3.00cm^2$

On prend : $A_t = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des nervures, dans les deux sens est présenté sur les Figures VI.9 et VI.10.

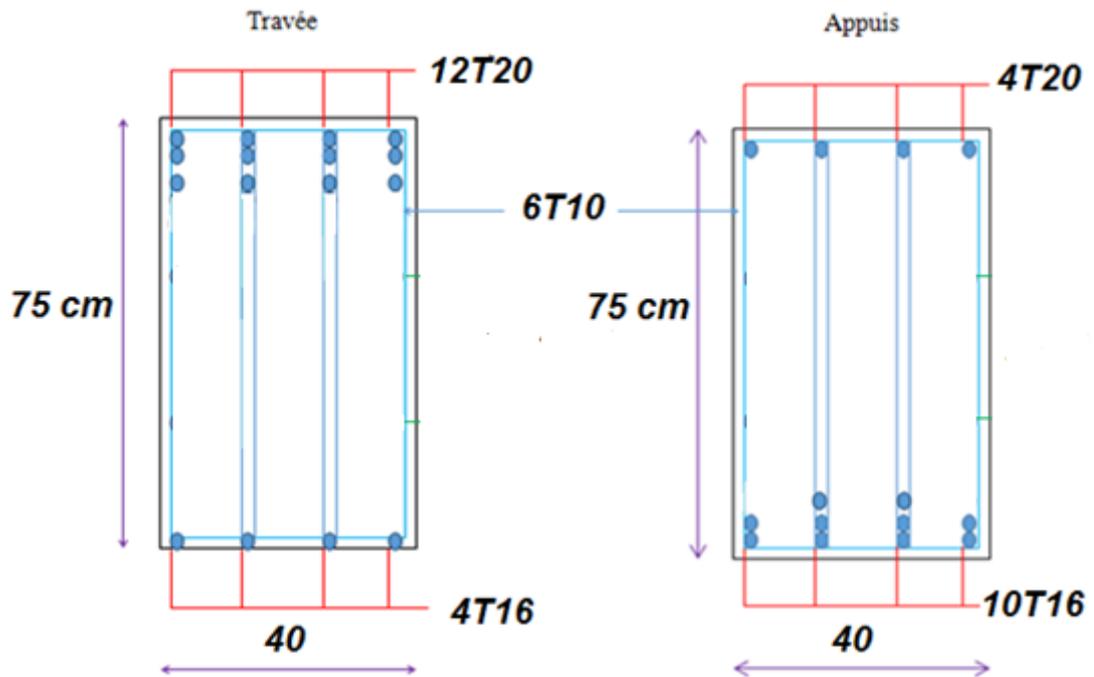


Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens x-x.

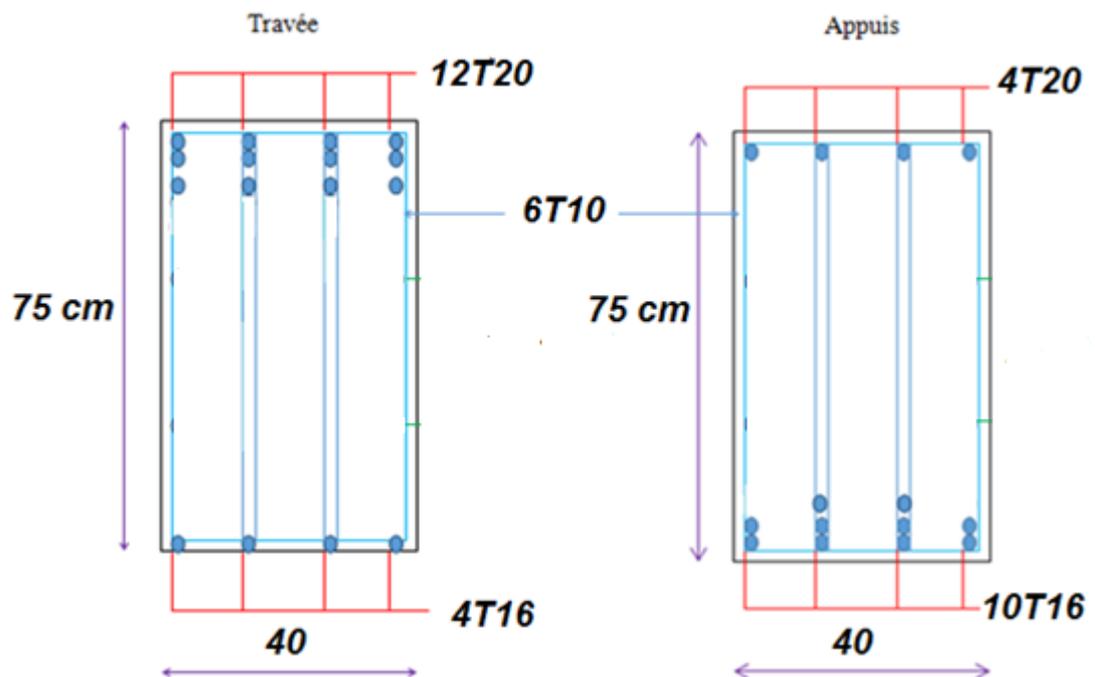


Figure VI.10. Ferrailage des nervures sens y-y.

4.3. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 1 \text{ m}$.

Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

E.L.U : $q_u = 190.24 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1 m .

E.L.S : $q_{ser} = 138.01 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1 m .

❖ **Calcul des sollicitations**

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

➤ **E.L.U** : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 95.12 \text{ kN.m}$

$T_u = q_u \cdot L = 190.24 \text{ kN}$

➤ **E.L.S** : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 69 \text{ kN.m}$

$T_{ser} = q_{ser} \cdot L = 138.01 \text{ kN}$

❖ **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m , avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 31.5 \text{ cm}$

Tableau VI.12. Ferrailage du débord

M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
95.12	0.067	0.086	30.4	8.98	6T16	12.07

✓ Condition de non fragilité

• **Armatures longitudinales** : $A_s^{choisit} = 6T16 = 12.07 \text{ cm}^2$, esp = 15 cm .

• **Armatures transversales** : $A_r = \frac{A_s}{4} = 3.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$, esp = 30 cm .

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.13. 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
69	9.18	124246.33	5.10	15	164.2	201.63	Vérifiée

6.6. 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.

6.6.1. 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.

Avec : B : Section du voile.

• **Armatures verticales**

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

$$A_v = 5T10 / \text{ml} \text{ Avec espacement } s = 25\text{cm}$$

• **Armatures horizontales**

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

$$A_h = 5T10 / \text{ml} \text{ Avec espacement } s = 25 \text{ cm}$$

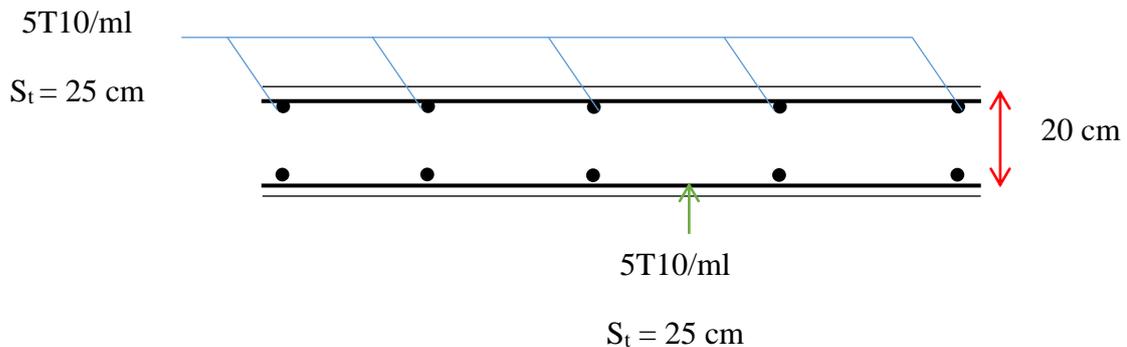


Figure VI.11. Ferrailage du voile périphérique

6.7. Ferrailage de longrine

D'après RPA1999 [2] les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarises par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a). Dimensionnement

Pour les sites de catégories S₂, S₃ on doit disposer des longrines de (30x30) cm².

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

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

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales des poutaux.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone II et un site 3 $\alpha = 12$)

$N = 1641.43KN$

$F = \frac{1670.48}{12} = 139.20 \geq 20kN.....CV$

b). Calcul de ferrailage

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

$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{139.20}{348} = 4.00cm^2$

• Condition de non fragilité :

$A_{min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2.1}{400} = 4.725 cm^2$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) :

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

On prend : $A_s = 6T12 = 6.78 cm^2$

c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

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

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

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

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 MPa$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1211.05}{12} = 100.92 KN$$

$$A_s \geq \frac{F}{\overline{\sigma}_s} = \frac{100.92}{201.63} = 5 cm^2$$

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 **RPA1999 [2]** par :

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

On prend : $\phi = 8mm$
 $\phi_l = 12mm$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.2) cm = 18 cm$$

Soit: $S_t = 15 cm$

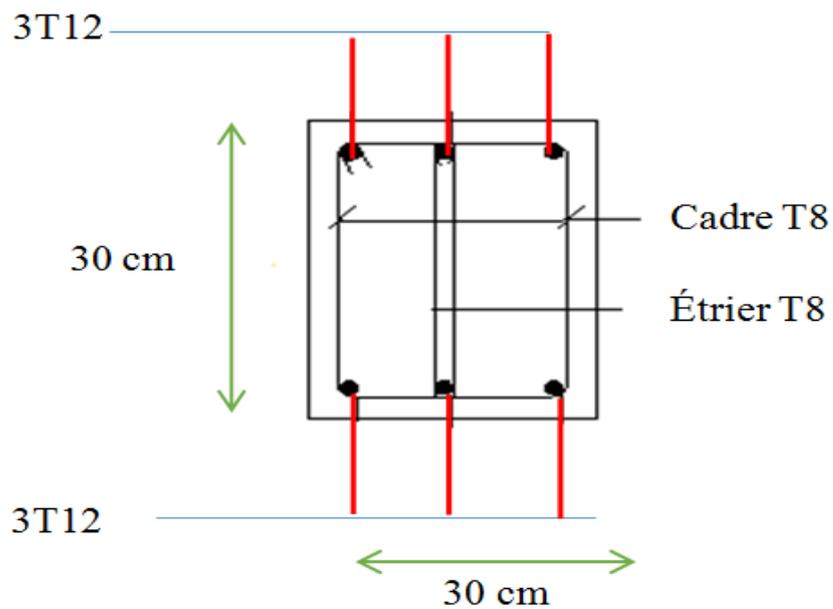


Figure VI.12.Ferraillage longrine

Conclusion Générale

Conclusion générale

Conclusion générale

La réalisation de cette étude pour nous une occasion de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, l'application des réglemens tels que : Le [RPA1999 \[2\]](#), [BAEL 1991\[1\]](#) et le [CBA1993 \[3\]](#) etc... L'ensemble des dimensionnements des éléments structuraux a été fait à l'optimum pour une réalisation à coût minimum possible. Notons que ce projet qui constitue pour nous une première expérience, dans l'aspect informatique puisque l'utilisation des outils informatiques ([ETABS\[5\]](#), [SOCOTEC\[6\]](#), ...) reste une étape très importante.

Après l'analyse approfondie des deux variantes, il ressort que le choix des dispositions des voiles de contreventement est un facteur prédominant pour une bonne conception: dit un comportement optimal de la structure.

La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Recommandations

Le pré-dimensionnement est une étape nécessaire, pour obtenir durable et moins chère

Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que leur bonne disposition est plus importante que le nombre de voile à placer dans une structure.

En fin nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude.

Références

Références

[BAEL1991 \[1\]](#) Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.

[RPA1999 \[2\]](#) Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

[CBA1993 \[3\]](#) Règles de conception et de calcul en béton armé.

[DTR BC 2.2 \[4\]](#) document technique réglementaire.

[ETABS \[5\]](#) logiciel de la modélisation de la structure.

[SOCOTEC \[6\]](#) logiciel de calcul de ferrailage.

[SAP2000 \[7\]](#) logiciel de la modélisation de la structure.

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général
 $\gamma_b=1,5$
 $\gamma_s=1,15$
Cas accidentel
 $\gamma_b=1,15$
 $\gamma_s=1$

Les données
 Caractéristique du béton et
 l'acier
 Sollicitation M_U

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$\mu < \mu_R$

Oui

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu)}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

μ

Oui

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

Non

$$\varepsilon_s = 3,5\% \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

Non

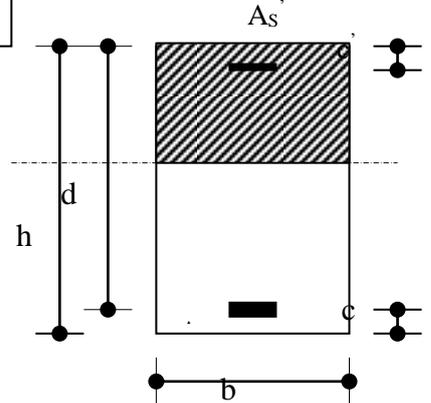
$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c)/d] - \zeta_{es}$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

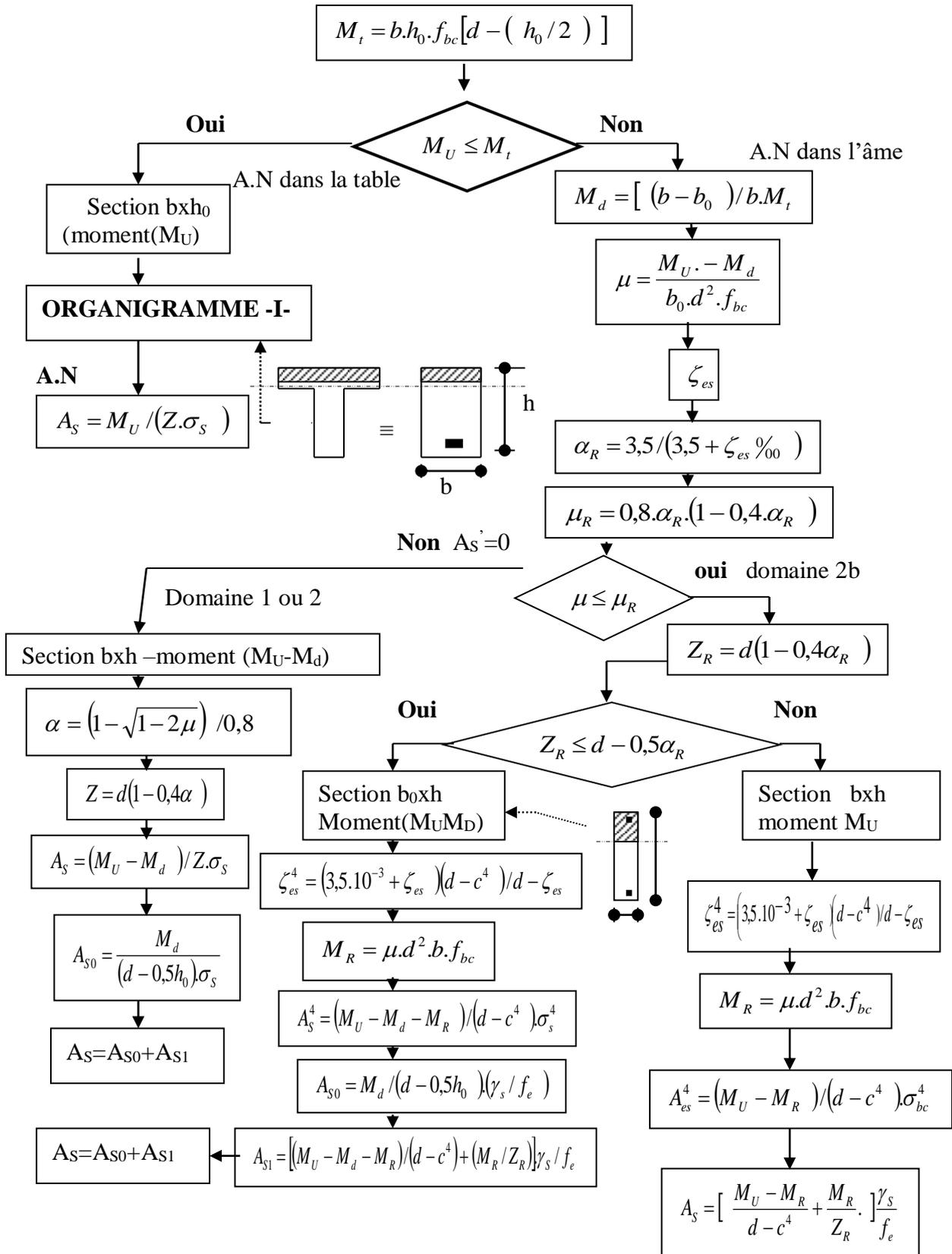
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c) \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d-c)} + \frac{M_R}{Z_R \cdot f_e / \gamma_s} \right] \cdot \frac{1}{Z_R \cdot f_e / \gamma_s}$$



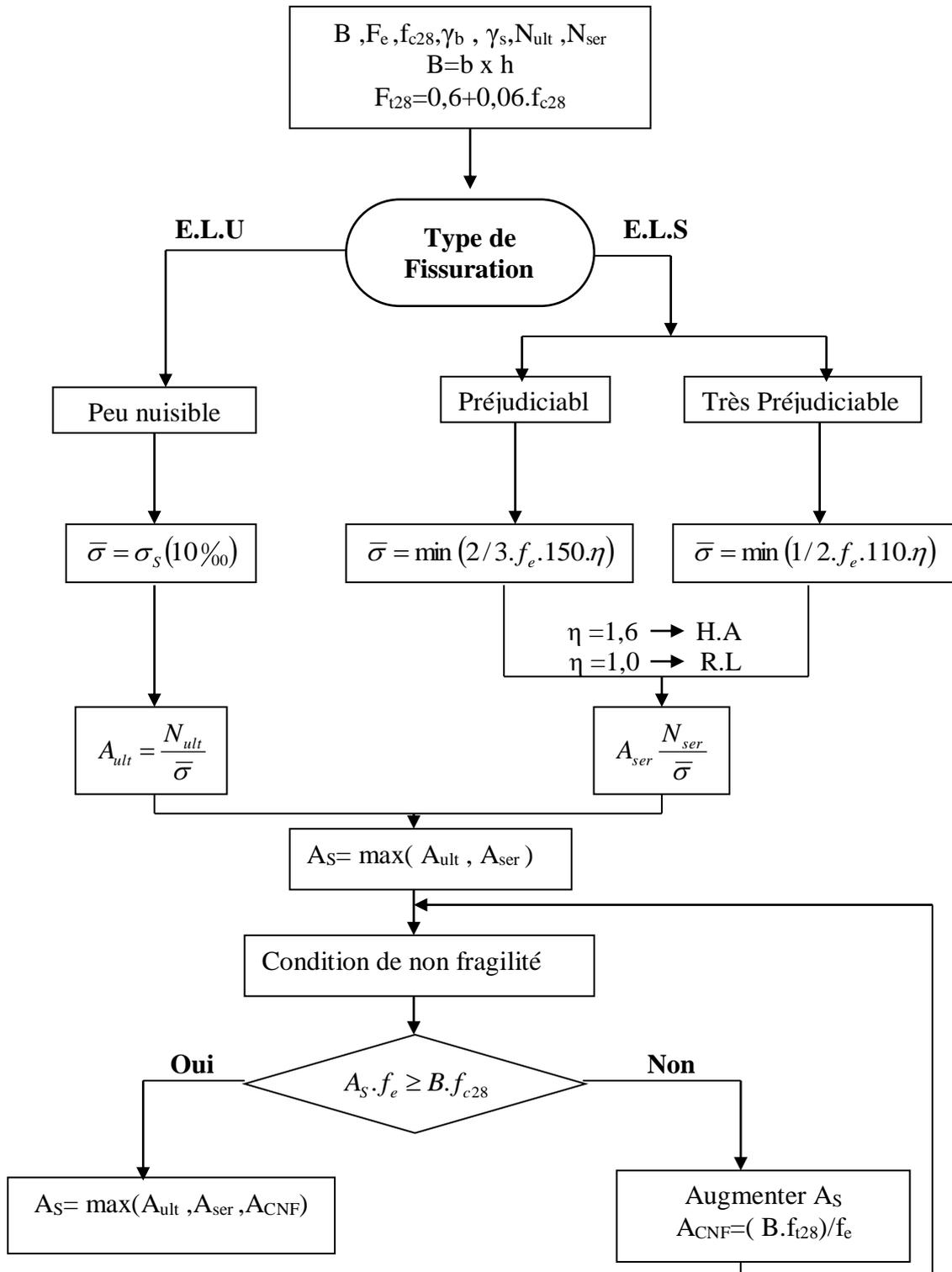
Organigramme 2

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



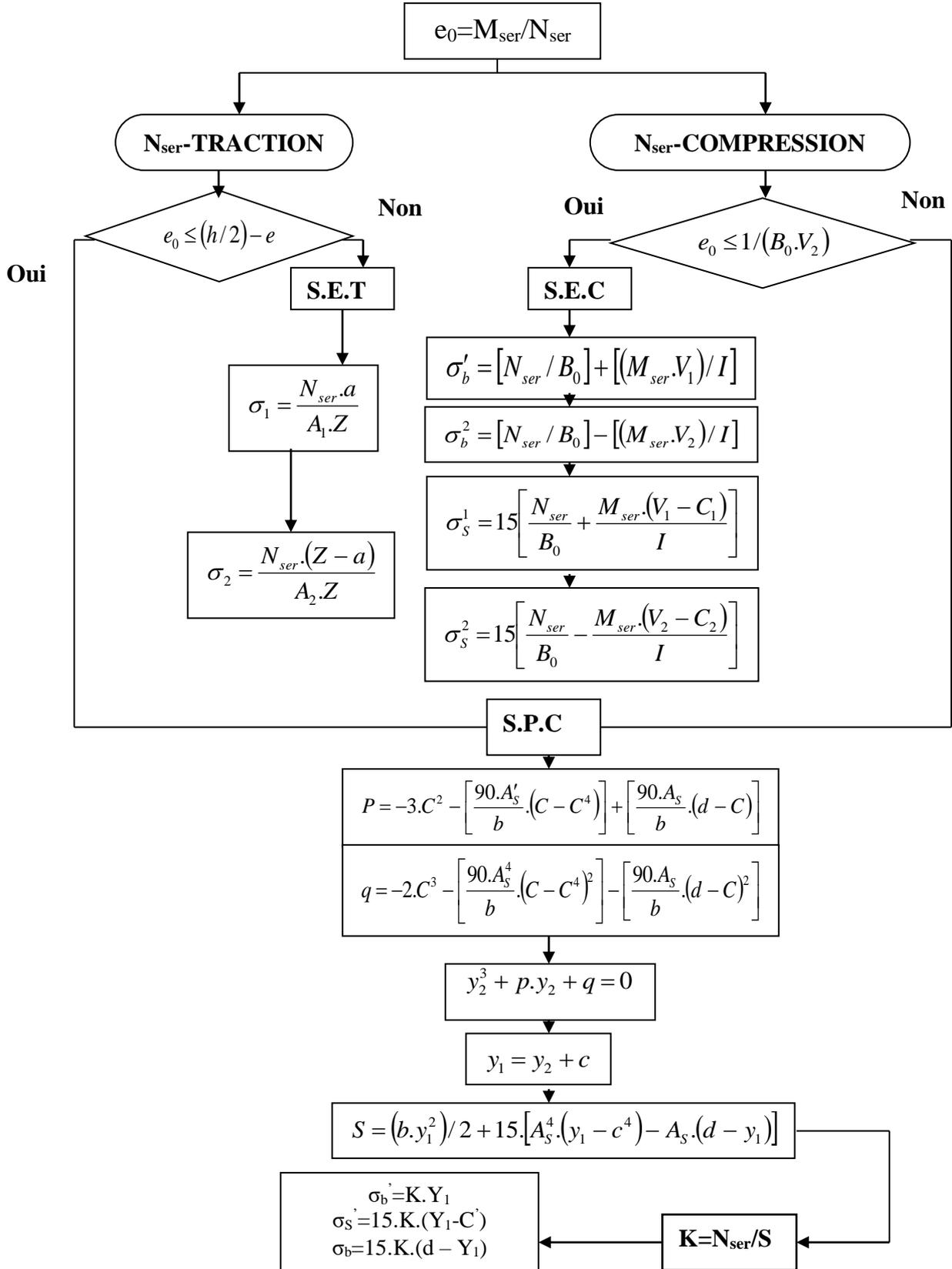
ORGANIGRAMME 3

Traction simple



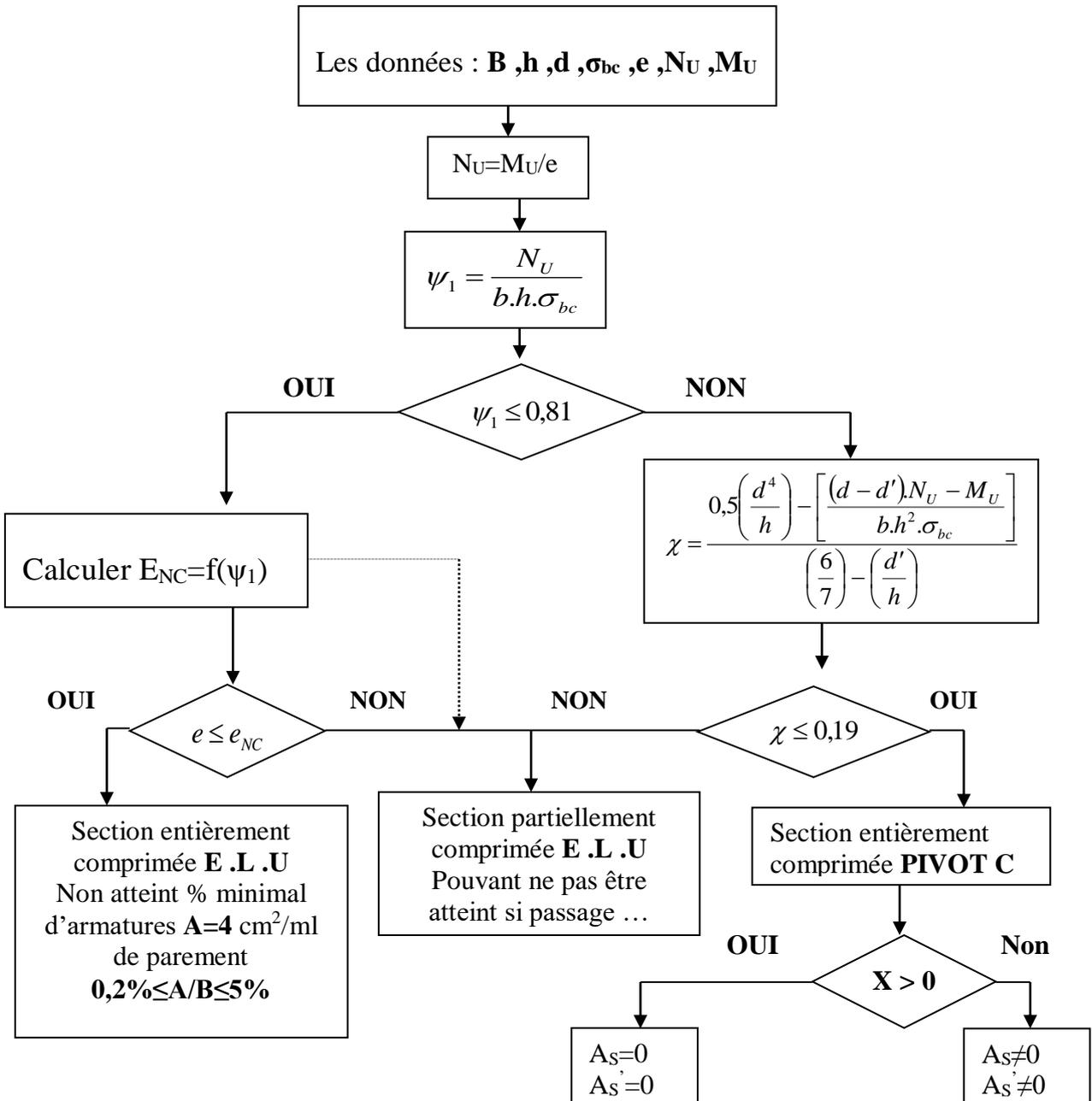
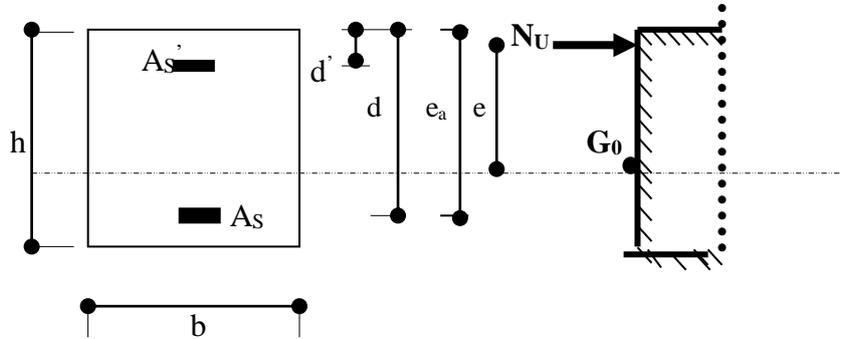
ORGANIGRAMME 4

Flexion composee à E.L.U



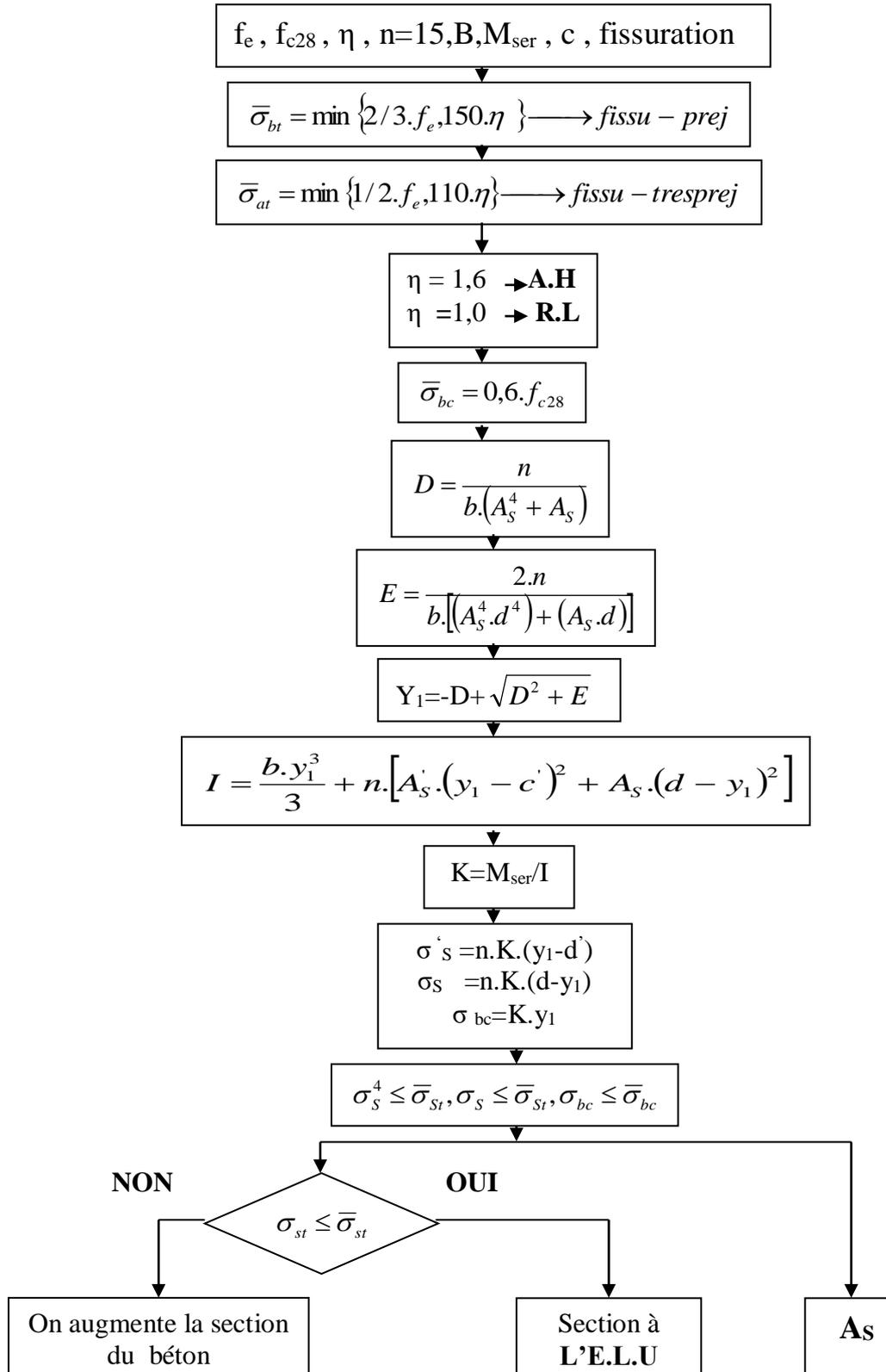
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée



Organigramme 6

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme 7

Calcul des armatures d'une poutre soumise à l'effort tranchant

