

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Djilali Bounaama KHEMIS
MILIANA



Faculté des Sciences et de Technologie

Mémoire de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme de Master

En génie civil

Option

Conception et calcul des constructions

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+8) en
béton armé à usage d'habitation
et commercial.*

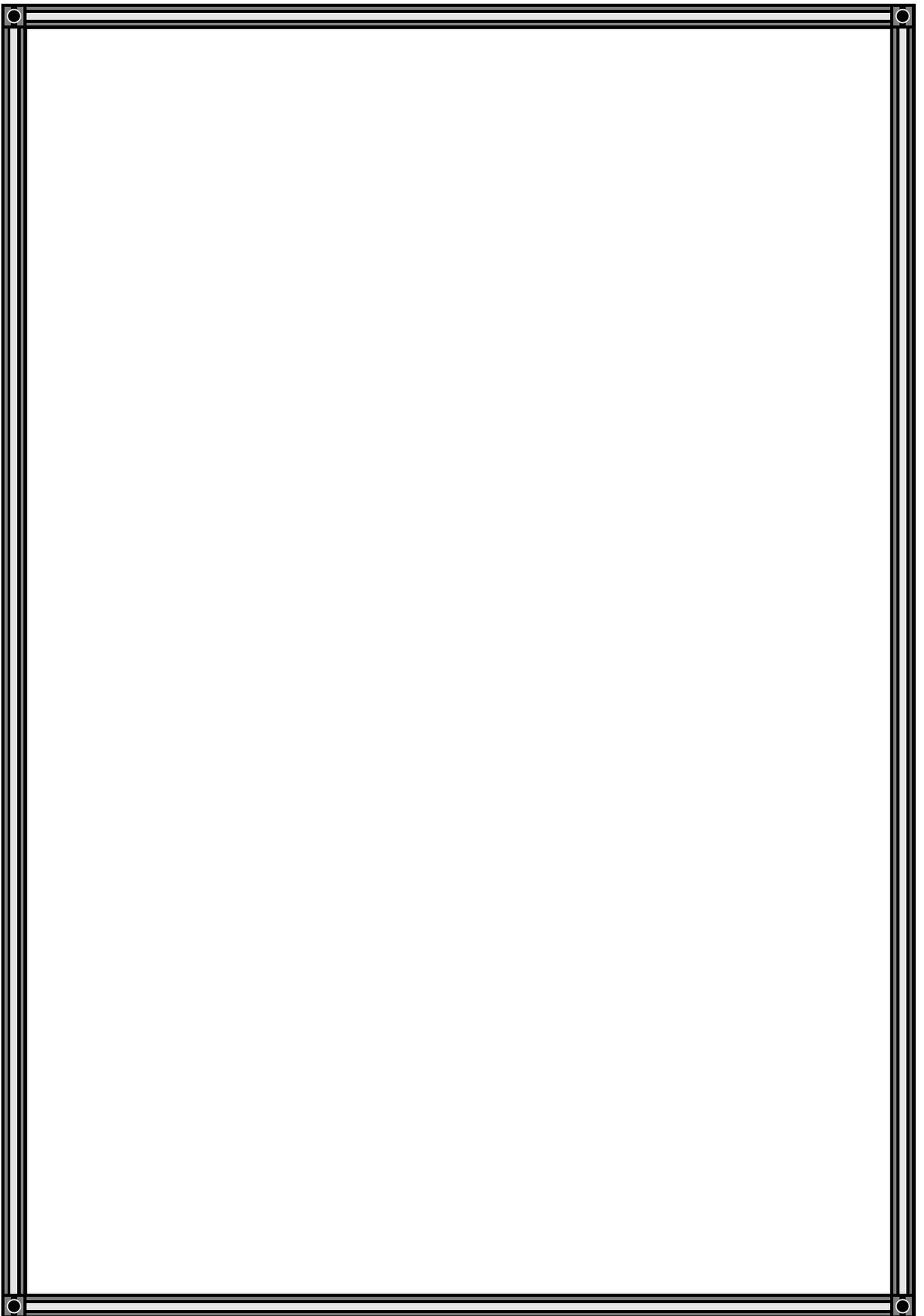
• *Réalisé par :*

- *MEKHANEG Nawal*
- *KOURI Loubna*

• *Encadré par:*

- *Mr. MERABTI Salem*

Année universitaire : 2016/2017.



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur : Monsieur MERABTI Salem.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de Djilali Bounaama Khemise Miliana.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner nôtres travail.

Tous les personnes qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire ; et en particulier les ingénieures de CTC et l'ingénirue HAOUS Abdelkader.



DIDJEECE

Avant tout, je remercie le grand dieu qui nous a aidés à élaborer ce travail

Je dédie ce modeste travail

A celle que j'aime le plus au monde

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère Zahra qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père Abd allah qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

⊗ Mes frères: Amine, Abdelghafare, Abdelhak et Abdou.

⊗ Mes sœurs : Laila, Bakhta

⊗ à toute ma famille : MEKJHANEJ et KHARBA.

*A tous mes amis et mes collègues et
specialement : Mimi, Nesrine, Khadija, Sabah, Nadia, Hayat et lamai.*

A Toute la promotion de génie civil 2017

*A je dédie Mons binômes KOURI Loubna qui a contribué à la réalisation de
ce modeste travail.*

*⊗ En fin, Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin
dans l'accomplissement de ce travail*

NAWAL



DIDJACE

Avant tout, je remercie le grand dieu qui nous a aidés à élaborer ce travail

Je dédie ce modeste travail

A celle que j'aime le plus au monde

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère Zoulikha qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père Mustapha qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Et mon marie Ismail

⊗ Mes frères: Amine, Riyadh, Yazide

⊗ Mes sœurs : Radhia, Nesrine

⊗ à toute ma famille : KOURI, BENAFLA et FERHAT

A tous mes amis et mes collègues et spécialement : KHADIDJA ,

Hayat, Sabah, Nadia , lamai, Sara et Chaima.

A Toute la promotion de génie civil 2017

A je dédie Mons binômes MEKHANEG Nawal qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

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

LOUBNA

ملخص

تمت الدراسة الشاملة لمبنى (R+8) مدعمة بجدران خرسانية مسلحة وإطارات مشكلة من أعمدة و حواجز، تم تنفيذ التصميم الأولي لجميع العناصر المقاومة و غير المقاومة لقد حسبت العناصر الثانوية يدويا على غرار العناصر الهيكلية حسبت أليا باستخدام برامج قوية لهذا النوع من الهيكل أي SAP 2000

لضمان استقرار و صلابة الهيكل أضفنا الجدران الخرسانية المسلحة للوصول إلى النموذج النهائي. ثم أجريت فحوصات دقيقة و أخيرا تم اقتراح خيار جيد من جميع عناصر التعزيز بموجب قواعد تصميم وحساب هياكل الخرسانة المسلحة و هي

CBA93-

99modifies 91 BAEL-

إحترام القواعد الزلزالية المعمول بها في الجزائر (RPA99/version 2003)

Résumé

Une étude complète d'un bâtiment (R+8) contreventé par des portiques et des voiles a été effectuée .En effet, un pré-dimensionnement de tous les éléments résistance et non résistance a été réalisée .

Ensuite ,les éléments secondaires ont été calcules manuellement .Par contre ,les éléments structuraux ont été modélises tels qu'ils sont donnés par le plan initial (modèle initial),en utilisant un logiciel performant pour ce genre de structure à savoir le SAP 2000.

Pour assurer la stabilité et la rigidité de la structure, des viols ont été ajoutés d'une manière optimale pour aboutir à un modèle final.

Des vérification rigoureuses de la structure ont été effectuée .Enfin ,un choix judicieux de ferrailage de tous les éléments a été proposé conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme à savoir le CBA93 et le BAEL91 modifies 99 ainsi qu'en respectant le règlement parasismique algérien (RPA99/Version 2003).

Abstract

A dynamic studay of a building (R+8) braced by gantries and walls was established.Indeed ,a pre-dimensioning of all the resistant and non-resistant elements was carried out. As a result ,the secondary elements were calculated manually.On the other hand ,the structural elements were modeled as given by the initial plan (modèle initial),using a powerful soft ware structure,namely the SAP 2000.

To ensure the stability and rigidity of the structure ,walls were injected for achieve the final model.Strict structural verifications were carried out.Finally ,a judicious choice of renforement for all elements was proposed in accordance with the rules for the desing and calculation of reinforced concrete structures,namely the CBA 93and the modified BAEL91,99 and in compliance with the.

Sommaire

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1 .Introduction.....	1
I.2. Description de l'ouvrage	1
I.3. Conception de la structure	1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction.....	10
II.2. Pré dimensionnement de planchers	10
II.3. Descente de charges	13
II.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs	20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère	33
III.2. Les Planchers	40
III.3. Les Escaliers	75
III.4. Etude De La Poutre Palière.....	87
III.5. Les Balcons.....	93

Chapitre IV: Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction.....	99
IV.2. Étude Dynamique.....	99

IV.3. Modélisation De La Structure	101
IV.4. Étude Sismique	102
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	110
IV.6. Vérifications des Sollicitations normal.....	118
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)....	119

Chapitre V : Ferrailage des Eléments Structuraux

V.1. Introduction	122
V.2. Ferrailage des poteaux	122
V.3. Ferrailage des poutres	137
V.4. Ferrailage des voiles	157
V.5. Calcul des linteaux.....	169

Chapitre VI : Etude Des Fondations

VI.1. Introduction.....	175
VI.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle.....	175
VI.3. Calcul des fondations	176
VI.4. Ferrailage des débords.....	194
VI.5. Ferrailage des longrines.....	195
VI.6. Voile périphérique.....	197

Conclusion général

Annexe

Références Bibliographique.

LA LISTE DES TABLEAUX

Les tableaux.....Page

✓ Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

- Tableau (I.1) : Propriétés mécaniques de l'acier06

✓ Chapitre II: Pré dimensionnement et descente des charges

- Tableau II.1. Valeurs de charges de différent chargement de plancher terrasse).....13
- Tableau II.2. Valeurs de charges de différent chargement de plancher étage courant .14
- Tableau II.3 Valeurs de charges de différent chargement de dalle pleine15
- Tableau II.4.Valeurs de charges de différent chargement de remplissage extérieur....16
- Tableau II.5.Valeurs de charges de différent chargement de remplissage intérieur16
- Tableau II.6.Valeurs de différents chargement de palliasse19
- Tableau II.7.Valeurs de différent chargement de palier.....19
- Tableau II.8. Dégression des surcharges.....26
- Tableau II.9. Surfaces des poteaux sollicitées.....27
- Tableau II.10. Choix des sections des poteaux centraux.....29
- Tableau II.11. Section des poteaux.....29

✓ Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Tableau III.1.Moments de flexion ELU.....47
- Tableau III.2. Effort tranchant ELU.....48
- Tableau III.3. Moments de flexion ELS..... 49
- Tableau III.4. Effort tranchant ELS.....49
- Tableau III.5.Moment en travée de la poutrelle à 5 travées.....65
- Tableau III.6. récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....67
- Tableau III.7. récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....68
- Tableau III.8.Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....70
- Tableau.III.9.tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.....72

- Tableau III.10.Récapitulatif des combinaisons des charges.....76
- Tableau III.11.Evaluation des charges permanentes de paillasse.....79
- Tableau III.12.Evaluation des charges permanentes de palier.....80
- Tableau III.13. Ferrailage de l'escalier.....83
- Tableau III.14.Vérification à l'E.L.S.....85
- Tableau III.15.Vérification de la flèche de l'escalier.....86
- Tableau III.16.Valeur de différent chargement de poutre palière.....88
- Tableau III.17.Ferrailage de la poutre palière.....90
- Tableau III.18.Vérification à l'E.L.S.....91
- Tableau III.19.Charge concentré de garde corps94

✓ **Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique**

- Tableau IV.1. Facteur de qualité.....108
- Tableau IV.2.Paramètres sismiques109
- Tableau IV.3.Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial111
- Tableau IV.4.Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.....113
- Tableau IV.5. Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1.....114
- Tableau IV.6.Vérification des déplacements inter étages de modèle 1.....115
- Tableau IV.7. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.....116
- Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....118
- Tableau IV.9. Vérifications des Sollicitations normales modèle final.....118
- Tableau IV.10.Vérification l'effet p- Δ du modèle final.....120

✓ **Chapitre V : Ferrailage des Eléments Structuraux**

- Tableau V.1.Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax,Mcorr).....125
- Tableau V.2.Ferrailages des poteaux situation durable (Mmax,Ncorr).....126
- Tableau V.3.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax,Mcorr).....126
- Tableau V.4.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr).....127
- Tableau V.5.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax,Mcorr).....127
- Tableau V.6.Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr).....128
- Tableau V.7.Choix des armatures des poteaux carrés.....128
- Tableau V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux.....129

- Tableau V.9.Vérification des contraintes pour les poteaux.....130
- Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....131
- Tableau V.11. Espacements maximales selon RPA99.....133
- Tableau V.12. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....134
- Tableau V.13.la longueur de recouvrement.....134
- Tableau V.14.Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).....139
- Tableau V.15. Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).....140
- Tableau V.16.Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).....141
- Tableau V.17. Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).....142
- Tableau V.18.Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).....143
- Tableau V.19. Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....144
- Tableau V.20.Choix des armatures pour les poutres porteuses.....145
- Tableau V.21. Choix des armatures pour les poutres secondaires.....146
- Tableau V.22.Vérification de la condition de non fragilité.....147
- Tableau V.23. Vérification de la contrainte de cisaillement.....147
- Tableau V.24. Calcul des armatures transversales.....148
- Tableau V.25. Vérification des poutres principales.....149
- Tableau V.26. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....150
- Tableau V.27. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....152
- Tableau récapitulatif V.28. Vérification de la flèche.....153
- Tableau V.29.Caractéristique des voiles du sens xx et calcule des contrainte.....165
- Tableau V.30.Effort et sections d'armature dans les voiles.....166
- Tableau V.31.Choix d'armature des voiles du sens xx.....166
- Tableau V.32. Caractéristique des voiles du sens yy et calcule des contrainte.....167
- Tableau V.33.Effort et sections d'armature dans les voiles.....167
- Tableau V.34. Choix d'armature des voiles du sens yy.....168
- Tableau V.35.Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens xx.....168
- Tableau V.36.Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens yy.....168

✓ Chapitre VI : Etude Des Fondations

- Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations.....176
- Tableau VI.2.Sections des semelles isolées.....177

- Tableau.VI.3.Sections des semelles filantes.....179
- Tableau VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELU.....186
- Tableau VI.5.Vérification des contraintes à l'ELS.....186
- Tableau VI.6.Calcul des moments à l'ELU.....188
- Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELS.....188
- Tableau VI.8. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....188
- Tableau.VI.9.Vérification des contraintes.....189
- Tableau VI.10. Ferrailage des nervures suivant x-x.....190
- Tableau VI.11. Ferrailage des nervures suivant y-y.....190
- Tableau VI.12. Vérification des contraintes.....190
- Tableau VI.13. Espacement des armatures transversales.....191
- Tableau VI.14.Choix des armatures transversales.....191
- Tableau VI.15.Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....195

LISTE DES FIGURES

Les figures.....Page

✓ Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

- Figure I.1.Digramme contraintes déformations à l'ELU.....05
- Figure I.2.Digramme contraintes– déformations à l'ELS.....06
- Figure I.3.Digramme contraintes– déformations de l'acier à l'ELU.....07

✓ Chapitre II: Pré dimensionnement et descente des charges

- Figure II.1.Coupe de plancher au corps creux.....11
- Figure II.2.Dimension de section en T.....11
- Figure II.3.Dimension de la section.....12
- Figure II.4.Plancher terrasse inaccessible.....13
- Figure II.5.Plancher étage courant.....14
- Figure II.6.Remplissage.....15
- Figure II.7. Mur simple cloison.....16
- Figure II.8.Dimensions de l'acrotère.....17
- Figure II.9.Escaliers.....18
- Figure II.10.L'angle d'inclinaison18
- Figure II.11.Section réduite du poteau.....24
- Figure. II.12.Différent poteaux.....26
- Figure II.13.Surface revenant au poteau central.....27
- Figure II.14.Coupe de voile en élévation.....30

✓ Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Figure.III.1.Dimensions de L'acrotère.....33
- Figure III.2.Diagrammes de l'effort à l'ELU.....35
- Figure III.3.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....39
- Figure III.4.Corps Creux.....40
- Figure III.5.Les longueurs effectives.....42
- Figure III.6.Schéma statique d'une poutrelle isostatique.....44
- Figure III.7. Poutrelles à deux travées.....46
- Figure III.8.Poutrelles à trio travées.....46
- Figure III.9. Poutrelles à cinq travées.....46
- Figure III.10.Diagramme des moments et des efforts ELU.....48

- Figure III.11.Diagramme des moments et des efforts ELS.....50
- Figure III.12.Dimensionnement des poutrelles.....50
- Figure III.13.Poutrelle préfabriquée.....53
- Figure III.14.Disposition constructive des armatures de la table de compression.....58
- Figure III.15.Ferraillages des poutrelles.....59
- Figure III.16.Diagramme des moments et des efforts ELU.....66
- Figure III.17.Diagramme des moments et des efforts ELS.....66
- Figure III.18.Disposition constructive des armatures des poutrelles.....74
- Figure III.19.Dimensions d’escalier à trois volets.....75
- Figure III.20.Dimensions d’escalier à trois volets.....75
- Figure III.21.Schéma RDM d’escalier de trio volées.....77
- Figure III.23.Diagramme de L’effort tranchant et moment fléchissant à ELU77
- Figure III.24.Diagramme de L’effort tranchant et moment fléchissant à ELS.....78
- Figure III.25.Dimensions d’escalier à deux volets.....78
- Figure III.26.Schéma statique d’escalier de deux volées.....79
- Figure III.27.Schéma RDM d’escalier de deux volées.....81
- Figure III.28.Diagramme de L’effort tranchant et moment fléchissant ELU.....81
- Figure III.29.Diagramme de L’effort tranchant et moment fléchissant ELS.....82
- Figure III.30.Ferraillage de l’escalier en travée.....83
- Figure III.31.Ferraillage de l’escalier sur appuis.....83
- Figure III.32.Ferraillage des escaliers.....87
- Figure III.33.Chargement de Poutre palière.....87
- Figure III.34. Diagramme des moments de la poutre palière à ELU.....89
- Figure III.35.Diagramme des moments de la poutre palière à ELS.....90
- Figure III.36.Ferraillage de la poutre palière.....92
- Figure III.37.Dimensions du balcon.....93
- Figure III.38.Schéma statique d’un balcon.....94
- Figure III.39.Ferraillage des balcons.....97

✓ **Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique**

- Figure IV.1.Spectre de réponse d’après RPA.....103
- Figure IV.2.Modèle initial.....110
- Figure IV.3.Modèle 1.....113
- Figure IV.4.Modèle finale.....116
- Figure IV.5.Evaluation des effets du second ordre.....119

✓ **Chapitre V : Ferraillage des Eléments Structuraux**

- Figure V.1.Zone nodale.....123
- Figure V.2.Ferraillage des poteaux.....135
- Figure V.3 Disposition constructives.....136
- Figure V.4.Arrêt des barres.....155
- Figure V.5.Ferraillage des poutres porteuses.....156
- Figure V.6.Ferraillage des poutres non porteuses.....157

- Figure V.7. Vue en plan du voile plein en L.....160
- Figure V.8. Schéma de ferrailage de voile en L.....162
- Figure V.9. Vue en plan du voile plein en U.....162
- Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile en forme U.....165

✓ Chapitre VI : Etude Des Fondations

- Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée.....177
- Figure VI.2. Semelle filante.....179
- Figure VI.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....180
- Figure VI.4. Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée.....183
- Figure VI.5. Contraintes sous le radier.....185
- Figure VI.6. Ferrailage des nervures sens x-x et y-y.....192
- Figure VI.7. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.....193
- Figure VI.8. Ferrailage du radier.....193
- Figure VI.9. Diagramme des moments.....194
- Figure VI.10. Ferrailage de longrine197
- Figure VI.11. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique199
- Figure VI.12. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....199

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.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_d : Coefficient dynamique.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- S_r : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- 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.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le développement économique 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.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une bibliothèque en béton armé à usage éducative, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 8 étages qui est en cours de la réalisation au niveau de la wilaya d'Ain Defla (ville).

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- Le premier chapitre consiste à présenter complètement l'ouvrage, définir les différents éléments et choisir les matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique en zone sismique, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de cet ouvrage sera faite à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000 Version 14.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP 2000 Version 14 et à l'aide du logiciel SOCOTEC est présenté dans le cinquième chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie pas une conclusion générale.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le développement économique 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.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une bibliothèque en béton armé à usage éducative, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 7 étages qui est en cours de la réalisation au niveau de la wilaya d'Ain Defla.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- Le premier chapitre consiste à présenter complètement l'ouvrage, définir les différents éléments et choisir les matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique en zone sismique, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de cet ouvrage sera faite à l'aide du logiciel de calcul ETABS Version 9.7.1.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS Version 9.7.1 et à l'aide du logiciel SOCOTEC est présenté dans le cinquième chapitre.
- Le sixième chapitre est consacré pour l'étude du sol.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie pas une conclusion générale.

CHAPITRE I

**PRESENTATIONS DE L'OUVRAGE
ET LES CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX**

CHAPITRE I :

Présentation de L'ouvrage et Hypothèses de Calcul

I.1. Introduction

Dans le première chapitre, on présente une description générale de notre bâtiment à usage d'habitation et commerciale (R+8) étages et également les caractéristiques des matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier.

I.2. Description de l'ouvrage

On se propose d'étudier un bâtiment R+8 étages dont le lieu d'implantation à la wilaya et commune d'AIN DEFLA; cette région est classée comme zone moyenne sismicité (Zone IIb) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, il comporte :

- ❖ Un Rez-de-chaussée à usage commerciale.
- ❖ Les restes étages sont à usage d'habitation.

I.2.1. Dimensions en élévation

- ❖ hauteur du bloc R+8 est de 28,56m (sans l'acrotère) .
- ❖ hauteur du Rez-de-chaussée est de 4,08m.
- ❖ hauteur de l'étage courant est de 3,06m.

I.2.2. Dimensions en plan

- ❖ Longueur totale : $L=20,70\text{m}$ (sens longitudinal).
- ❖ Largeur total : $l = 20,00\text{ m}$ (sens transversal).

I.3. Conception de la structure

I.3.1. Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques -voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2.Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine.

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ❖ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ❖ Raison économique.

I.3.3.Escaliers

Notre bâtiment comporte trois types d'escaliers :

- ❖ Un escalier à deux volets.
- ❖ Un escalier à trois volets.
- ❖ Un escalier à quatre volets (RDC).

I.3.4.Maçonneries

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses:

- **Murs extérieurs**

Sont constitués d'une double paroi :

Une paroi en briques creuses de 15 *cm* d'épaisseur ;

Une paroi en briques creuses de 10 *cm* d'épaisseur ;

Une lame d'air de 5 *cm* d'épaisseur sépare les deux parois.

- **Murs intérieurs**

Sont réalisés par une seule cloison en briques creuses de 10 *cm* d'épaisseur .

I.3.5.Terrasse

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

I.3.6.Acrotères

Au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 *cm* de hauteur et de 10 *cm* d'épaisseur.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1. Béton

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

I.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression **noté** f_{cj} «j» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm d'hauteur.

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction noté (f_{tj}) est déterminée par plusieurs essais; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction,
2. Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien),
3. Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} » ; elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}(\text{MPa}) \dots \dots \dots [2]$$

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

I.4.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de "Young" ou module de déformations longitudinales, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a) Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ε) d'un test de courte durée; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}}(f_{cj}; E_{ij}: enMPa) \dots \dots [2]$$

b) Module d'élasticité différée «E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ε) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots [2]$$

Pour notre cas:

$$\begin{cases} f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \\ E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v28} = 10818,86MPa \end{cases}$$

I.4.1.4.Module de déformation transversale

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L / L}{\Delta L / L} \dots \dots \dots [2]$$

- E.L.U : ν = 0 calcul des sollicitations (béton fissuré) .
- E.L.S : ν = 0,2 calcul des déformations (béton non fissuré).

I.4.1.5.Contraintes limites

En se référant aux règlement **BAL91 (modifié 99)** on distingue deux états limites

a. Etat limite ultime (ELU):

L'état limite d'ultime c'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \dots \dots [2]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 \text{ Kg} / \text{cm}^3$

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

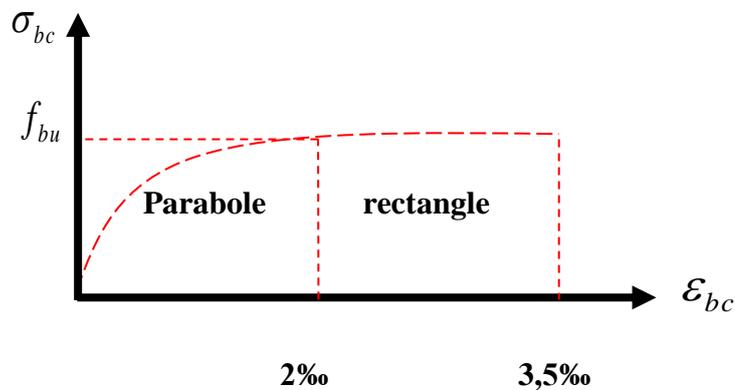


Figure I.1. Diagramme contraintes déformations à l'ELU.

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton ,
- L'état limite de service d'ouverture des fissures,
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

I.4.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau suivant :[2]

Tableau I.1. Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
Ronds lisses	FeE 22 ($f_e=215$ MPa) ; FeE 24 ($f_e=235$ MPa)	$E_s = 2.10^5$ MPa
Barres à hautes adhérences	FeE40 $f_e =400$ MPa FeE50 $f_e =500$ MPa	
Treillis soudés (TS)	$f_e= 520$ MPa	

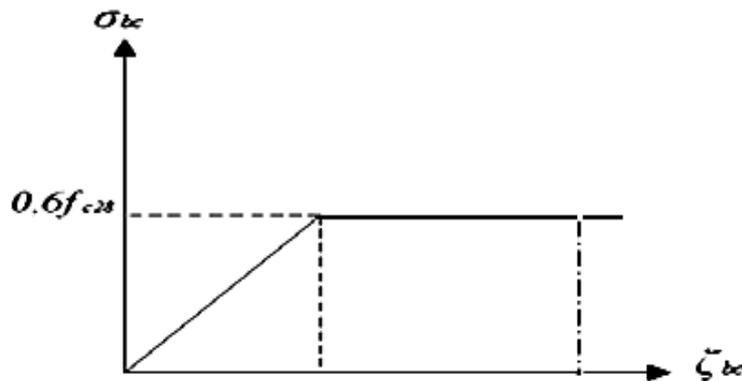


Figure I.2. Diagramme contraintes- déformations à l'ELS.

I.4.2.1 Les contraintes limites de calcul

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):[2]

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant:

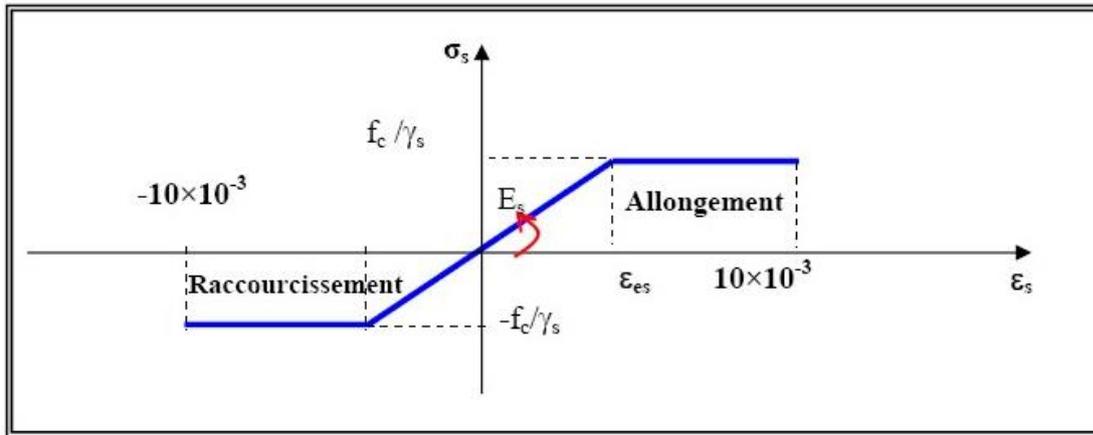


Figure I.3. Digramme contraintes– déformations de l'acier à l'ELU.

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ cas des situation durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1,00$ cas des situation accidentelles.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentel les} \end{cases}$$

Pour les aciers $FeE400$ on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74\%$

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$ (MPa).....[2]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right)$ (MPa).....[2]

- ✓ η : Coefficient de fissuration
- ✓ $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
- ✓ $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

C. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

- ✓ η : Coefficient d'équivalence.
- ✓ E_s : Module de déformation de l'acier.
- ✓ E_b : Module de déformation du béton.

I.4.2.2. Hypothèses de calcul

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

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

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$$\text{Acier à haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{Situation accidentel le} \end{cases}$$

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement et Descente de Charge

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le "BAEL 91" [1], le "RPA99 version 2003" [2], et "CBA 93" [3], qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Evaluation de l'épaisseur des planchers

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, et un plancher en dalle pleine au balcon.

Fonction principale :

- ❖ porter leur poids propre et les surcharges du bâtiment.
- ❖ Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- ❖ participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- ❖ assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

a) Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé.

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

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

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$L = 385 \text{ cm}$$

$$\frac{385}{25} \leq h_t \leq \frac{385}{20} \rightarrow 15,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 19,25 \text{ cm} \quad \text{on choisit } h_t = 20 \text{ cm } (16 + 4)$$

On adopte un plancher de **20cm** :

- Hauteur de corps creux = **16cm**.
- Hauteur de la dalle de compression = **4cm**.

• *On adopte un plancher d'une épaisseur :*

- ✓ $d = 16 \text{ cm}$ (hauteur du corps creux)
- ✓ $e = 04 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression).

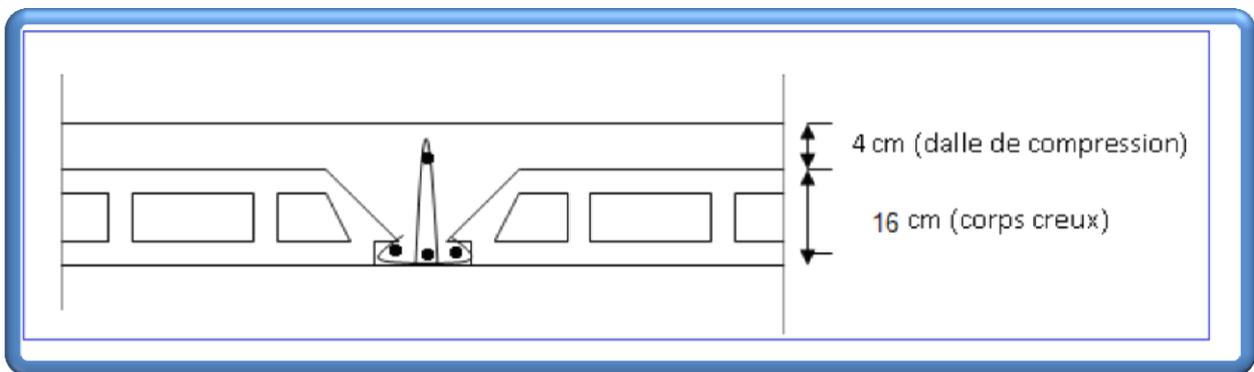


Figure II.1 . Coupe de plancher au corps creux.

II.2.2. Pré dimensionnement de la poutrelle

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en " T": voir (figure II-2)

b : la largeur de la table de compression.

h_0 : l'épaisseur de la table de compression.

b_0 : la largeur de l'âme (la nervure).

$$0,3d \leq b_0 \leq 0,5d$$

$$d = 0,9h = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$0,3 \cdot 18 \leq b_0 \leq 0,5 \cdot 18$$

$$\Rightarrow 5,4 \leq b_0 \leq 9 \quad \text{soit } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : longueur de la petite portée ($L_1 = 300 \text{ cm}$)

L_2 : distance entre nus de deux nervures voisines

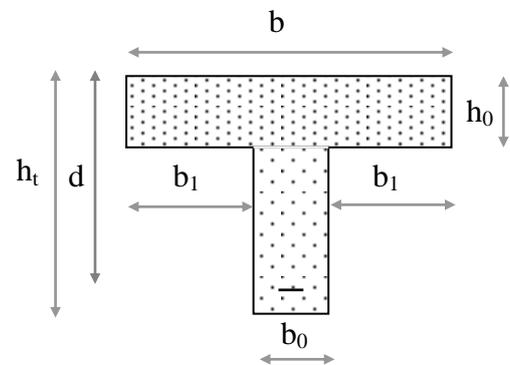


Figure II.2. dimension de section en T

$$L_2 = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{300}{10}; \frac{65-12}{2} \right)$$

$$b_1 \geq \min (30 ; 26,5)$$

En prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

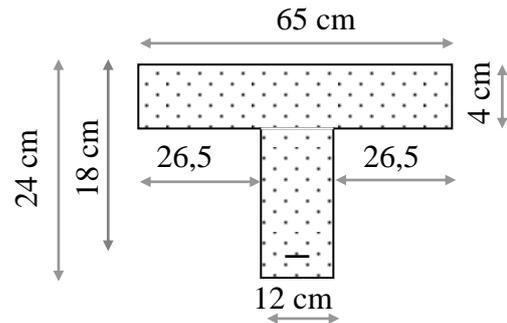


Figure II.3. Dimension de la section.

II.2.3. Plancher a dalle pleine

L'épaisseur de la dalle pleine est obtenue selon le critère de rigidité. D'après le (BAEL 91) on doit calculer :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{385}{385} = 1 > 0,4$$

La dalle travaille selon ainsi selon les deux sens.

- **Critère de résistance :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

L_x étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée L_x égale à 3.85 m.

On aura donc : $(385/50) \text{ cm} \leq e \leq (385/40) \text{ cm}$

Soit : $7,7 \text{ cm} \leq e \leq 9,625 \text{ cm}$ donc : On prend $e = 11 \text{ cm}$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 16 \text{ cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

- **Sécurité contre l'incendie :**

$e_p = 7 \text{ cm}$: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11 \text{ cm}$: peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On adopte une épaisseur $e_p = 16 \text{ cm}$

II.3. Descente de charges

II.3.1. Plancher corps creux

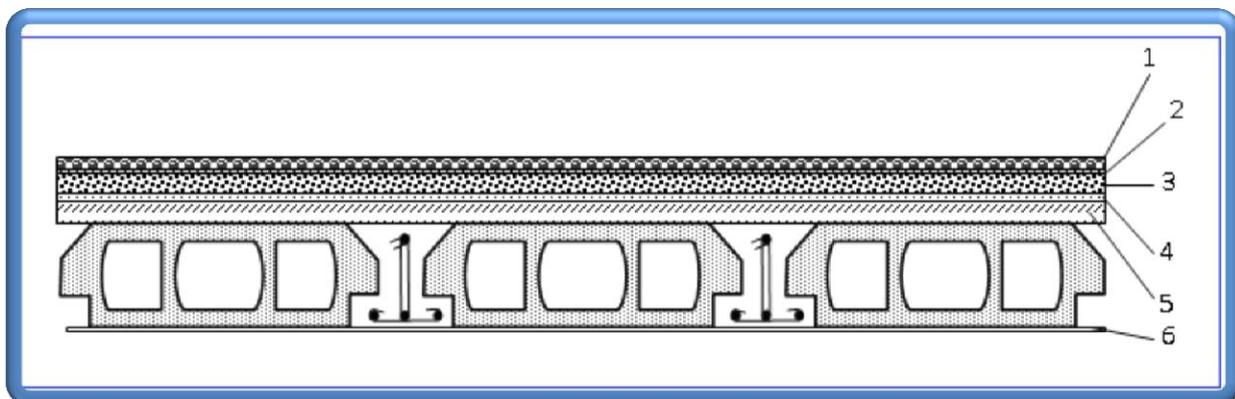


Figure II.4. Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1. Valeurs de charges de différent chargement de plancher terrasse

		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	
Chargement	1	Gravions roulé de protection	0,04	20	0,80
	2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
	3	Forme de pente	0,12	22	2,64
	4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
	5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0,16+0,04	-	2,80
	6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				G=6,72	
Surcharge d'exploitation (terrasse inaccessible)				Q=1,00	

II.3.2. Plancher étage courant

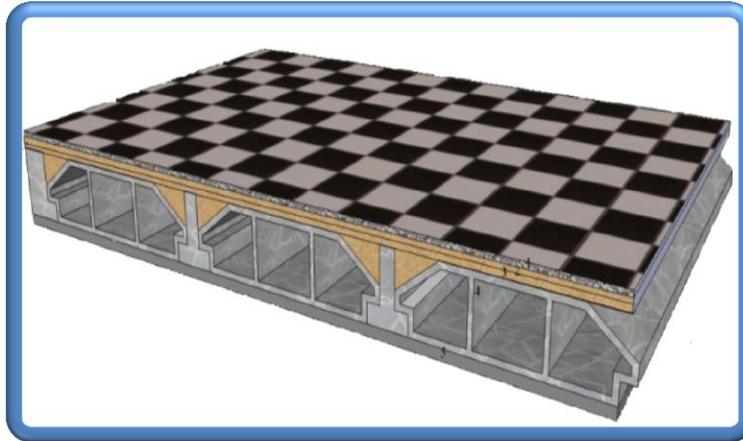


Figure II.5. Plancher étage courant.

Tableau II.2. Valeurs de charges de différent chargement de plancher étage courant

		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	
Chargement	1	Carrelage	0,02	20	0,40
	2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
	3	Lit de sable	0,03	18	0,54
	4	Cloison	0,10	-	1,00
	5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0,16+0,04	-	2,80
	6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale				G=5,34	
Pour les étages courant à usage d'habitation				Q=1,5	
Pour la RDC à usage commerciale				Q=1,5	

II.3.3. Plancher Dalle pleine

Tableau II.3 . Valeurs de charges de différent chargement de dalle pleine

		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	
Chargement	1	Carrelage	0,02	20	0,4
	2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	3	Lit de sable	0,03	18	0,54
	4	Cloison	0,10	-	1,00
	5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
	6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale				G = 6,29	
Pour à usage balcon				Q = 2,5	

II.3.4. Remplissage extérieur

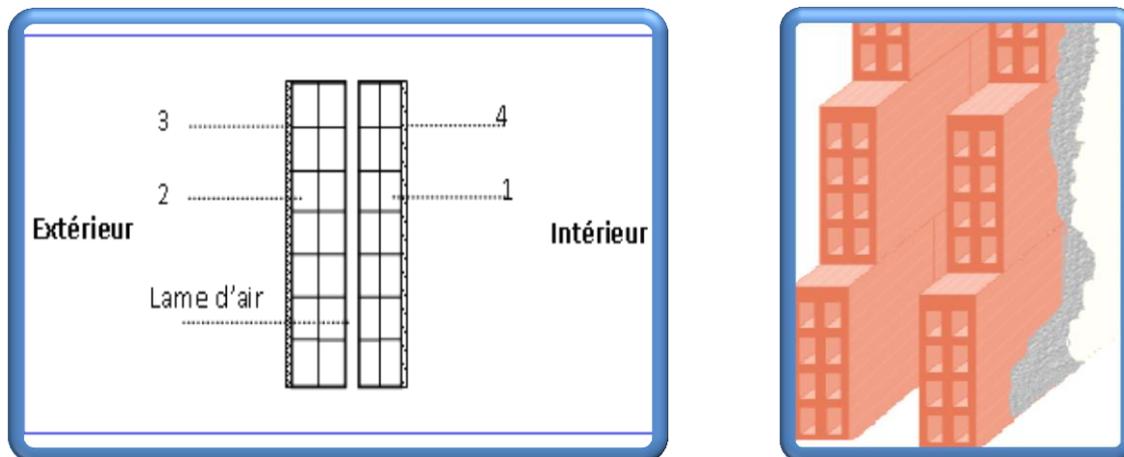


Figure II.6 . Remplissage.

Tableau II.4 . Valeurs de charges de différent chargement de remplissage extérieur

			Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Chargement	1	Brique creuse	0,10	-	0,90
	2	Brique creuse .	0,10	-	0,90
	3	Enduit extérieur en ciment.	0,02	18	0,36
	4	Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,20
	5	Lame d'aire	0,10	-	-
Charge permanente totale					G=2,36

II.3.5.Remplissage intérieurs

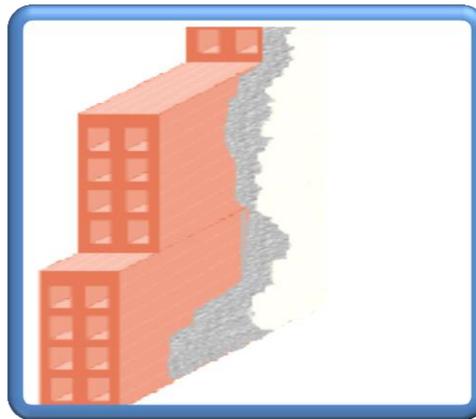


Figure II.7. Mur simple cloison.

Tableau II.5. Valeurs de charges de différent chargement de remplissage intérieur

			Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Chargement	1	Brique creuse	0,10	-	0,90
	2	Enduit en ciment.	0,02	18	0,36
	3	Enduit en plâtre	0,04	10	0,40
Charge permanente totale					G=1,66

II.3.6.L'acrotère

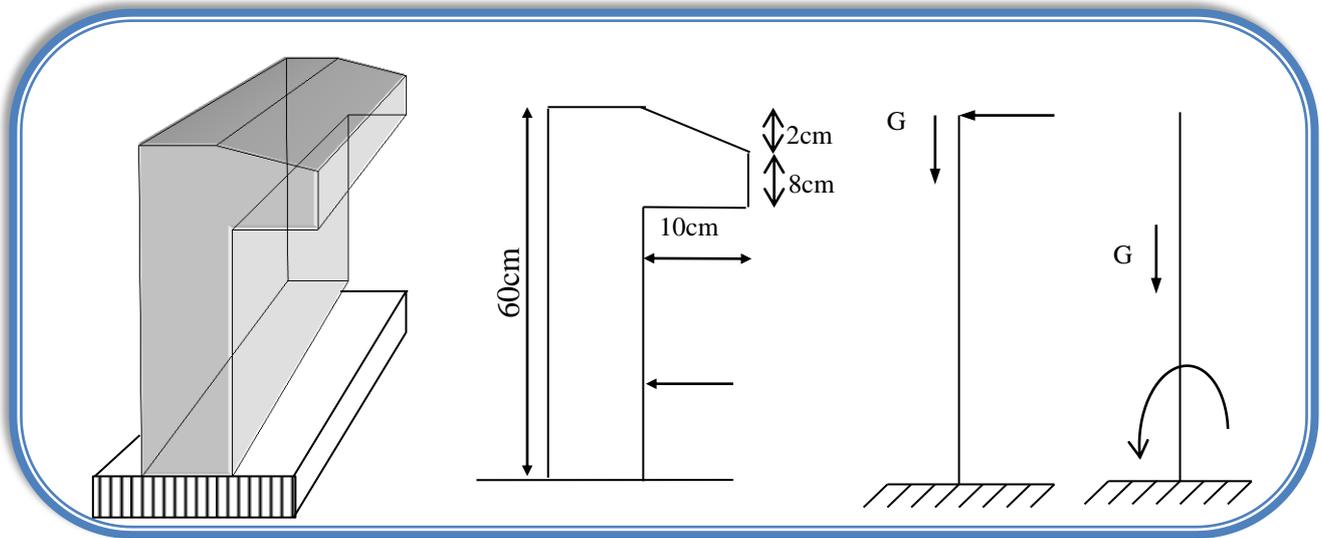


Figure II.8 .Dimensions de l'acrotère.

- Charges permanentes :

Poids propre :

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + (0,01 \times 0,02) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = 18 \times 0,02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1,38 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,38 = 0,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Charges permanentes} \rightarrow G = 2,22 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation} \rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$$

II.3.7. Escaliers

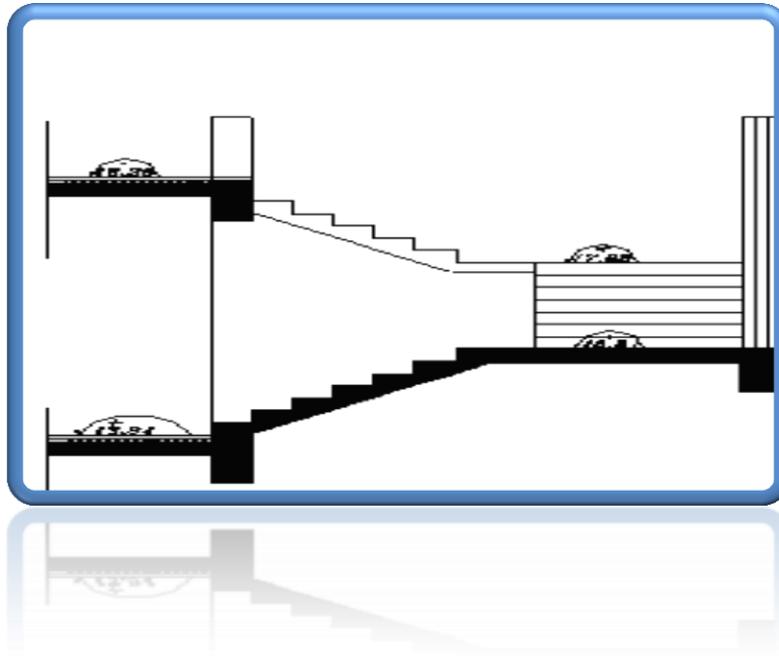


Figure II.9. Escaliers.

- Les Caractéristiques techniques :

Hauteur : $H=3,06$ m .

Giron : $g=30$ cm .

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a : $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 18 marches

Il y a trois volées ($\frac{H}{3} = 1,02$ m)

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{0,17}{0,3} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

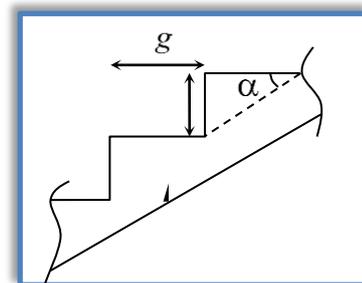


Figure II.10. L'angle d'inclinaison .

II.3.7.1. L'épaisseur de la paillasse et de palier :

on à : $l = 390$ cm

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0,13\text{m} \leq e \leq 0,20$$

Donc prend une épaisseur : $e = 20$ cm

➤ **Chargement :**a) **Palliasse :****Tableau II.6. Valeurs de différents chargement de palliasse**

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse ($e = 20cm$)	25	$1 \times 0,2 / \cos 29,54^\circ$	5,747
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	25	$1 \times 0,17 / 2$	2,125
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,440
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,400
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 0,17 / 0,3$	0,249
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 0,17 / 0,3$	0,227
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0,200
Poids du garde-corps	-	-	0,100
La charge permanente	$G = \sum G_i$		9,488
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage d'habitation		2,5
Combinaison de charge	$q_1 = 1,35G + 1,5Q$		16,56

b) **Palier :****Tableau II.7. Valeurs de différent chargement de palier**

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 20cm$)	25	$1 \times 0,2$	5,747
Carrelage ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0,200
La charge permanente	$G = \sum G_i$		6,04
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage d'habitation		2,5
Combinaison de charge	$q_2 = 1,35G + 1,5Q$		11,90

II.3.8. Balcon :

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

- $L / 15 < e < L / 20 + 7$ avec : $L_{\max} = 1,2m$
- $8cm \leq e \leq 13cm$

On prend : **$e = 15 cm$**

Le balcon est constitué par une console en béton armé

On estime le poids propre du balcon comme suit :

- Dalle pleine en béton armé (e=15cm)	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Enduit plâtre (e=2cm)	$0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable	$0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/m}^2$
- Chape.	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement en carrelage	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

II.4. Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.4.1. Les poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (version 2003)**.

II.4.1.1. Poutres principales

D'après le **BAEL91** :

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : portée maximale de poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 385cm

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 25,67\text{cm} \leq h_t \leq 38\text{cm}$$

On prend **h = 40 cm**.

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend **b = 30cm**.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1** de **RPA 99** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- $h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1,33 < 4 \quad \text{vérifie.}$

II.4.1.2. Poutres secondaires

D'après le **BAEL91**:

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L : portée maximale de poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : $L = 385\text{cm}$

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 25,67\text{cm} \leq h_t \leq 38\text{cm}$$

On prend **$h = 40\text{ cm}$** .

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend **$b = 30\text{cm}$** .

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de **RPA 99** suivant :

- $b \geq 20\text{ cm}$. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- $h \geq 30\text{ cm}$. $\Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- $h/b \leq 4$ $\Rightarrow h/b = 1,33 < 4$ vérifie.

II.4.2. Vérification de la flèche

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5\text{ m}$$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{Si } L > 5\text{m}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est

donnée par : $F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$ Avec:

F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{bh^3}{12}$.

a. Poutres principales : L = 385cm

$$F_{\max} \leq \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77 \qquad E = 32164,2 \text{ KN/cm}^2 \qquad I = 160000 \text{ cm}^4$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus charger)

Charge permanente G = 6,72 Kn/m².

Charge d'exploitation Q = 1 Kn/m².

$$q = G + Q = (6,72 \times 3,85 + 0,025 \times 0,30 \times 0,40) + 1 \times 3,85 = 29,73 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = 1,65 \times 10^{-8} \text{ cm} \leq 0,77 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

b. Poutres secondaires : L = 385 cm

$$\bar{F} = \frac{L}{100} = \frac{385}{100} = 3,85 \text{ cm} \qquad E = 32164,2 \text{ KN/cm}^2 \qquad I = 160000 \text{ cm}^4$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus charger)

Charge permanente G = 6,72 Kn/m².

Charge d'exploitation Q = 1 Kn/m².

$$q = G + Q = (6,72 \times 3,85 + 0,025 \times 0,30 \times 0,40) + 1 \times 3,85 = 29,73 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = 1,65 \times 10^{-8} \text{ cm} \leq 0,77 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Finalement on adopte les sections suivantes :

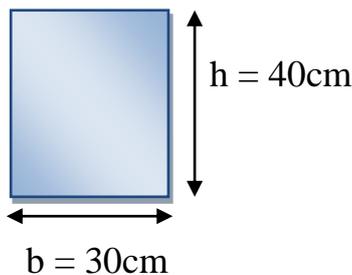
Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites,

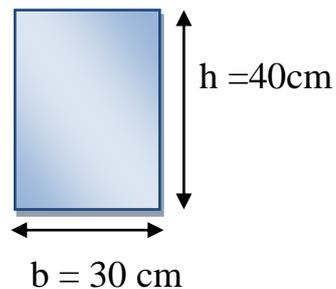
Donc

on adopte :

- ✓ *Des poutres principales : (b × h) = (30 × 40) cm².*
- ✓ *Des poutres secondaires : (b × h) = (30 × 40) cm².*



Poutres principales



Poutre secondaires

II.4.3. Les 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 « RPA99 version 2003 » [1]

Dimensionnement des poteaux :

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \quad \text{Art (B-8-4-1) [2]}$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

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

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

l_f : longueur de flambement ;

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

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

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

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

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

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

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].

- Selon le "BAEL91modifié 99"

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

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

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

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 :

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

- Le minimum requis par "RPA99 version 2003"

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

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

Avec :

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

h_e : hauteur d'étage.

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

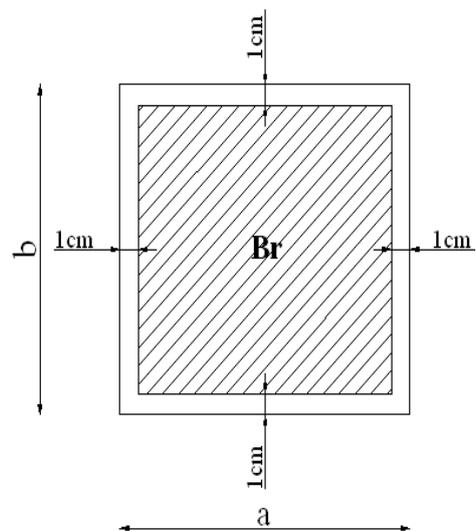


Figure II.11. Section réduite du poteau.

- **L'état limite de service :**

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

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

B : Section du béton du poteau.

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

A_s : La section d'acier qui sera prise à 1%B .(zone 3)

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

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

- **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons 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.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91modifié 99** »

Avec

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.8. Dégression des surcharges

	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P08	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P07	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P06	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P05	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P04	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
P03	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P02	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,50
P01	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,28
P-RDC	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10,04

c .Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau :

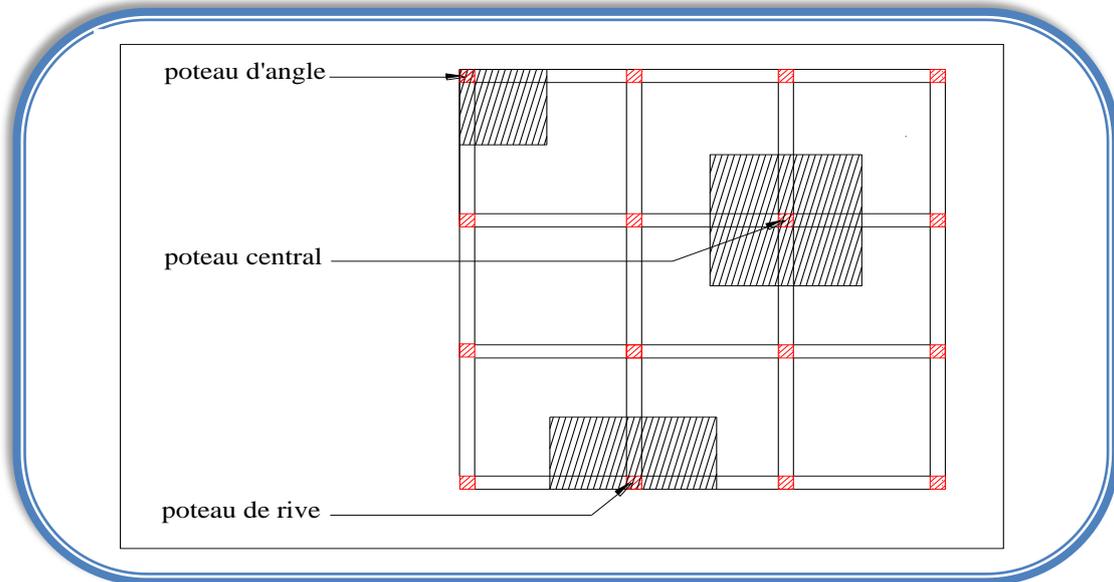


Figure. II.12. Différent poteaux.

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau II.9. Surfaces des poteaux sollicités

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
14,82	6,74	3,27

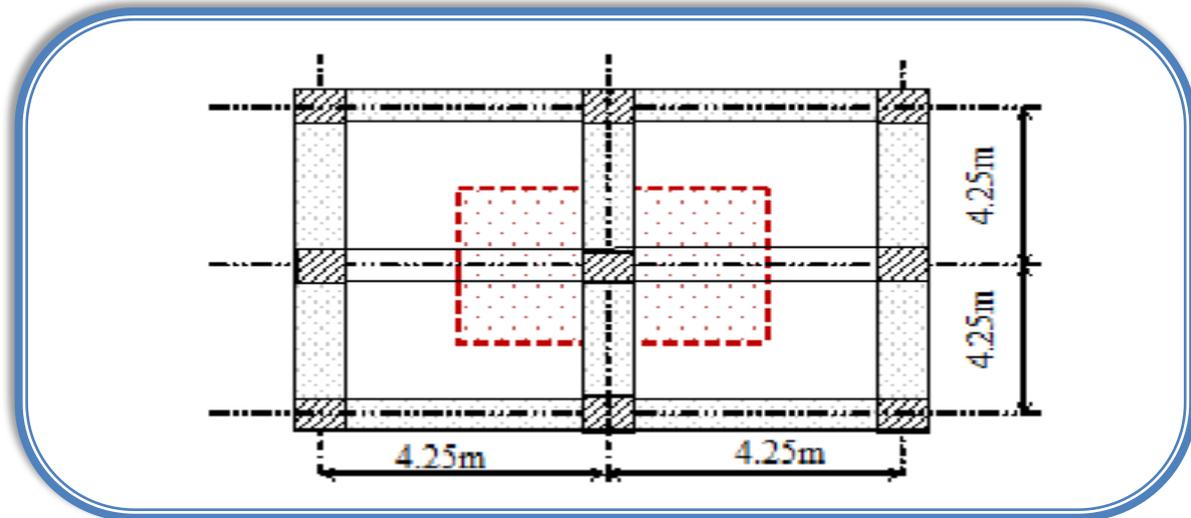


Figure II.13. Surface revenant au poteau central.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S_1 = 14,82\text{m}^2$

Poids revenant au poteau du 08^{ème} étage :

- La portée de la poutre principale : $L_{pp} = 4,25\text{ m}$
- La portée de la poutre secondaire : $L_{ps} = 4,25\text{ m}$

Poids plancher terrasse..... $G \times S = 6,72 \times 14,82 = 99,59\text{ KN}$

Poids des poutres principales $\rho_b \times h \times b \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,25 = 12,75\text{ KN}$

Poids des poutres secondaires... .. $\rho_b \times h \times b \times L_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,25 = 12,75\text{ KN}$

Poids du poteau $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,4)^2 = 10,64\text{ KN}$

G=135,73 KN

$$N_{G08}=G=135,73\text{KN}$$

$$N_{Q08}=Q_1 \times S=2,5 \times 14,82=37,05 \text{ KN}$$

$$N_{u08}=1,35N_{G08}+1,5N_{Q08}=238,81\text{KN}$$

$$B \geq 0,066N_{u08} \implies Br \geq 157,61\text{cm}^2 \quad Br=(a-0,02)(b-0,02) \quad ;\text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br=(a - 0,02)^2 \implies a = \sqrt{Br} + 0,02 \text{ (m)} \quad a=b=12,57\text{cm}^2$$

Le choix : **a=b=30 cm**

Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{ser} = N_{G08} + N_{Q08} = 172,78 \text{ KN} \quad \text{Avec : } B=a \times b=900\text{cm}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \quad ; \quad (B=a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 1,7 < \delta_{bc}=0,6f_{c28}=15\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}).$$

Poids revenant au poteau du 07^{ème} étage :

Poids du plancher $G \times S = 5,43 \times 14,82 = 80,47 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $\rho_b \times h \times b \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,25 = 12,75 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires... .. $\rho_b \times h \times b \times L_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,25 = 12,75 \text{ KN}$

Poids du poteau $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,4)^2 = 10,64 \text{ KN}$

g=116,61 KN

D'où : $G_{07} = G_{08} + g = 252,34\text{KN}$

- Poids revenant au poteau du 06^{ème} étage : $G_{06} = G_{07} + g = 368,75\text{KN}$
- Poids revenant au poteau du 05^{ème} étage : $G_{05} = G_{06} + g = 485,56\text{KN}$
- Poids revenant au poteau du 04^{ème} étage : $G_{04} = G_{05} + g = 602,17\text{KN}$
- Poids revenant au poteau du 03^{ème} étage : $G_{03} = G_{04} + g = 718,78\text{KN}$
- Poids revenant au poteau du 02^{ème} étage : $G_{02} = G_{03} + g = 835,39\text{KN}$
- Poids revenant au poteau du 01^{ème} étage : $G_{01} = G_{02} + g = 952\text{KN}$

Poids revenant au poteau du RDC :

Poids du plancher $G \times S = 5,43 \times 14,82 = 80,47$ KN
 Poids des poutres principales $\rho_b \times h \times b \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,25 = 12,75$ KN
 Poids des poutres secondaires... .. $\rho_b \times h \times b \times L_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,25 = 12,75$ KN
 Poids du poteau $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (4,08 - 0,4) \times (0,4)^2 = 14,72$ KN

$g' = 120,69$ KN

Poids revenant au poteau du RDC : $G_{RDC} = G_{01} + g' = 1072,69$ KN

Tableau II.10. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	a =(cm ²)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (KN)	Vérification
P08	183,546	55,58	238,81	157,61	12,57	30×30	35×35	238,81	2,31	ok
P07	340,659	85,59	426,25	281,325	16,79	30×30	35×35	309,4	2,99	ok
P06	497,813	112,26	610,073	402,65	20,09	30×30	35×35	443,59	4,29	ok
P05	655,506	135,60	791,106	522,213	22,87	30×30	40×40	575,96	5,56	ok
P04	812,930	155,61	968,54	639,24	25,30	30×30	40×40	705,91	6,82	ok
P03	970,353	172,28	1142,63	754,136	27,48	30×30	40×40	833,63	8,05	ok
P02	1127,777	188,96	1316,77	869,07	29,50	30×30	45×45	961,36	9,29	ok
P01	1285,2	206,29	1491,49	984,348	31,39	30×30	45×45	1089,53	10,53	ok
RDC	1448,132	223,19	2289,76	1511,24	38,89	30×30	50×50	1671,32	16,15	ok

Tableau II.11. Section des poteaux

Niveau	Section (a×b)
8	35×35
7	35×35
6	35×35
5	40×40
4	40×40
3	40×40
2	45×45
1	45×45
RDC	50×50

II.4.4. Les voiles

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 2003**.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\} \quad (\text{ART:7-7-1}) [1]$$

h_e : hauteur d'étage.

a_{\min} : épaisseur de voile

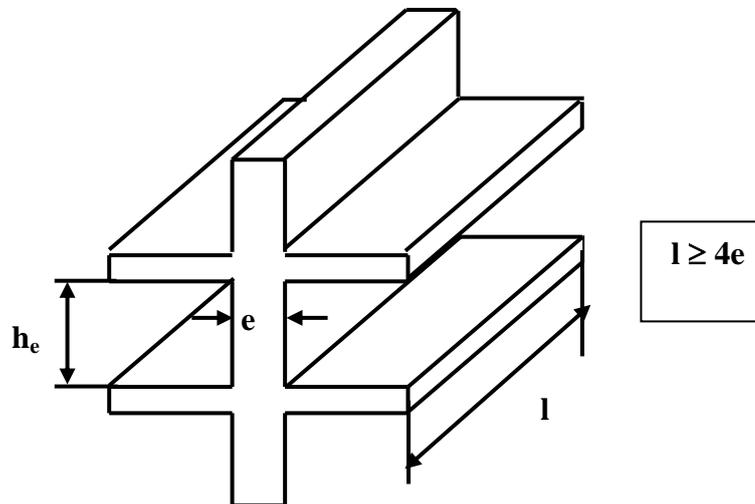


Figure II.14. Coupe de voile en élévation.

- **Pour le RDC:** $h_e = (4,08 - 0,4) = 3,68\text{m}$.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 18,4\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 18,4 \text{ cm}.$$

- **Pour l'étage courant :** $h_e = (3,06 - 0,4) = 2,66 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13,3 \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}.$$

Conclusion:

On adopte une épaisseur de voile pour le RDC : $a_{\min} = 20\text{cm}$

et les étages courants : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Chapitre III :

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 propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme

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

- ✓ Largeur $b=100\text{cm}$
- ✓ Hauteur $H=60\text{cm}$
- ✓ Epaisseur $e=10\text{cm}$

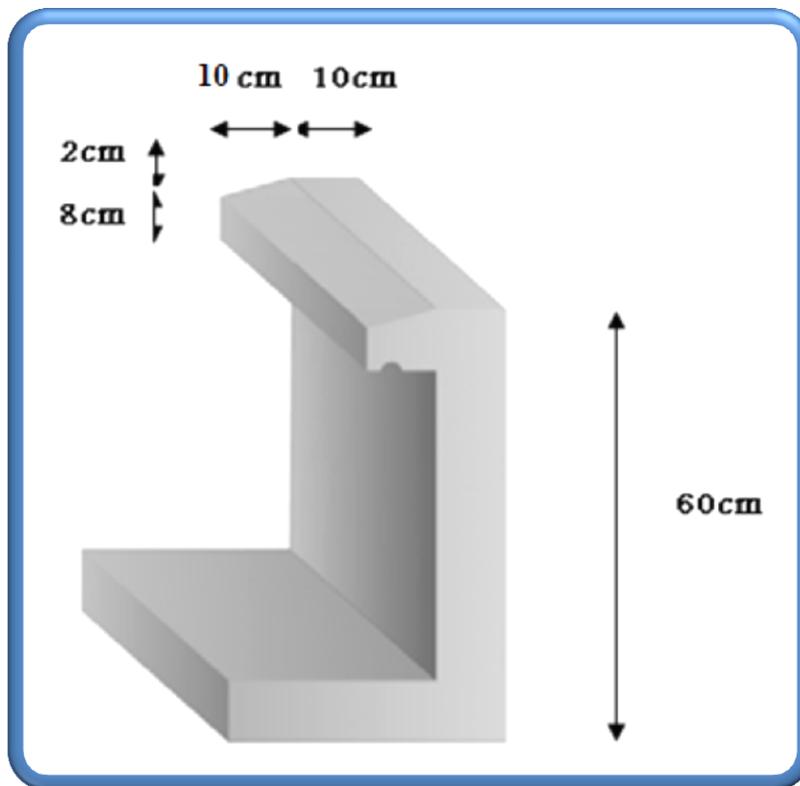


Figure.III.1.Dimensions de L'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges**III.1.2.1.Charges permanentes****Poids propre :**

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] 10^{-4} = 0,069 m^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm)

$$G2 = 18 \times 0,02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1,4 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,4 = 0,504 \text{ KN/ml.}$$

$$\rightarrow \mathbf{G = 2,229 \text{ KN/ml}}$$

III.1.2.2.Charges d'exploitation

$$\rightarrow \mathbf{Q = 1,00 \text{ kN/ml}}$$

Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural ancré à la structure sur lequel agit une force horizontale de calcul $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ [1]

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ([1] / Tab 4.1), (**Zone IIb ; Groupe d'usage 2**)

$$(A = 0,20)$$

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ([2] / Tab 6.1)

Wp : Poids de l'acrotère.

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 2,229$$

$$\mathbf{F_p = 1,43 \text{ KN/ml.}}$$

La charge d'exploitation est donnée par:

$$Q = \max \{1,5 Q_u ; F_p\} = \max \{1,5 ; 1,43\}$$

$$\mathbf{Q = 1,5 \text{ KN/ml.}}$$

III.1.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU

Effort normal : $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,229 = 3,009 \text{ KN.}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,287 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times F_p = 2,15 \text{ KN.}$

ELS

Effort normal : $N_s = W_p = 2,229 \text{ KN.}$

Moment d'encastrement $M_s = F_p \times h = 0,858 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_s = F_p = 1,43 \text{ kN}$

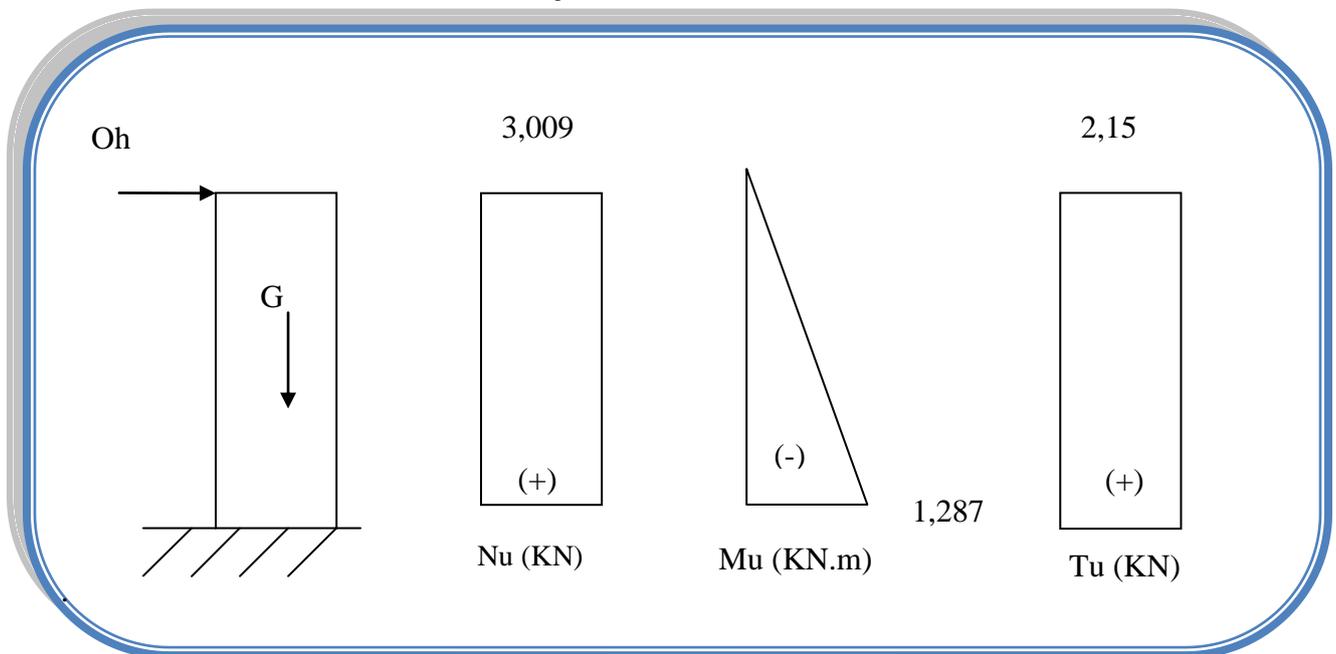
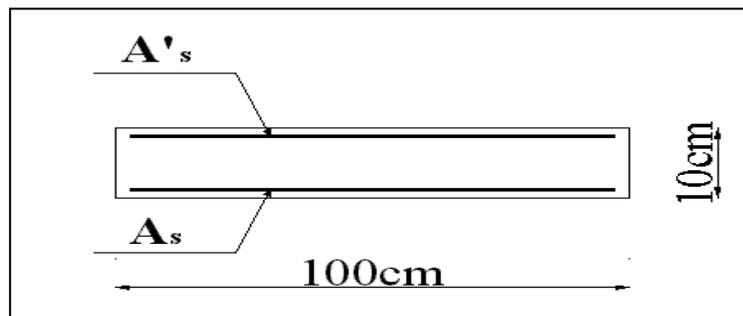


Figure III.2: diagrammes de l'effort à l'ELU.

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

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



Calcul de l'excentricité:

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,287}{3,009} = 0,4277m = 42,77cm \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3cm \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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 .

Avec $M_f = M$

Calcul du moment fictif " M_f " :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,377kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,012 \leq 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,46cm$$

$$\mu = 0,012 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 47mm^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 46mm^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0,46cm^2 \end{cases}$$

III.1.5. Vérification de la section d'acier selon "BAEL 91 modifier 99"

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 :

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1cm^2 ; 1,0867cm^2 \} = 1,0867cm^2$$

Donc :

On opte finalement pour 4T8=2,01 cm²

Avec un espacement $S_r = \frac{100}{4} = 25cm$

III.1.6. Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,5025cm^2$$

On choisit 4 T 8=2,01cm².

III.1.7. Vérification à L'E.L.S

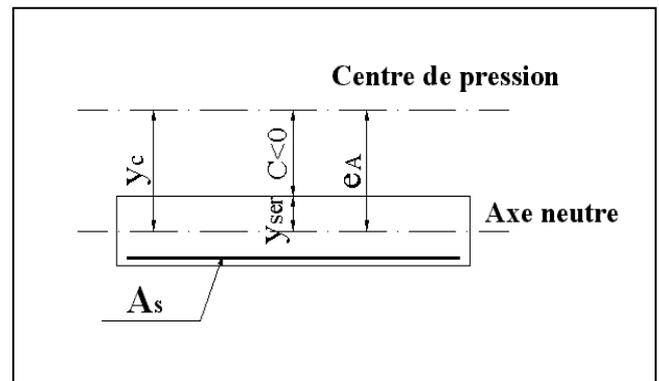
La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 38,49cm$$

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$$

La section est partiellement comprimée (SPC).



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

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 42,49cm \Rightarrow C = -33,49cm \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -3375,45 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 70434,08 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -7,36 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,93 \Rightarrow \varphi = 158,43^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 67,09$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -66,56$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 40,55$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 26,01$$

La solution qui convient est : $y_c = 40,55 \text{ cm}$

Car :

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

$$0 < y_{ser} = 40,55 - 33,49 = 7,06 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 7,05 \text{ cm} \\ y_c = 40,55 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie : $n=15$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 11939,63 \text{ cm}^4$$

III.1.8. Vérification des contraintes

III.1.8.1. Contrainte de béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \times 10^3 \times 40,55}{11939,63 \times 10^4} \right) \times 7,05 = 0,053 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8.2. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 2.21 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 5.73 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.9. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

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

$$\tau_u = \frac{2,15 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,02 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

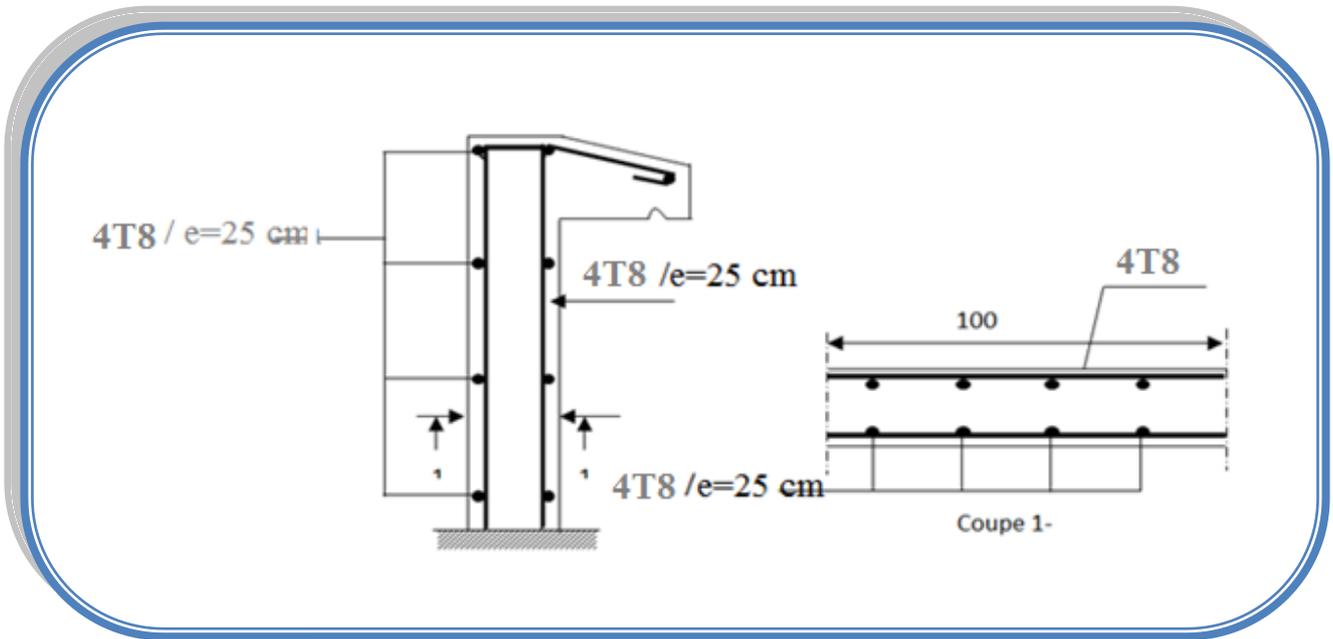


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Les Planchers

III.2.1. Introduction

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

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre cas, on a deux types de planchers :

1. Planchers à corps creux : pour les étages d'habitation et commerciale.
2. Planchers à dalle pleine : pour balcon.

III.2.2. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65)$ cm³ et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.2.2.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou réalisés sur chantier ; leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi-encastree aux poutres de rives.

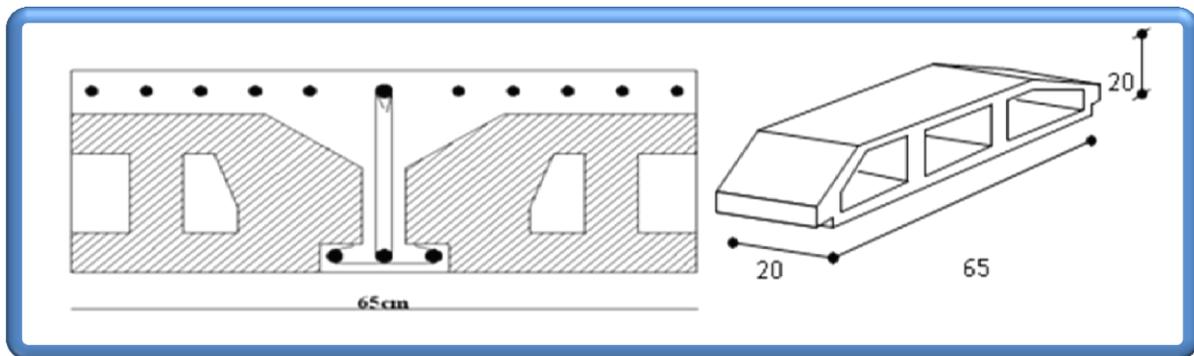


Figure III.4 : Corps Creux.

a. Dimensionnement des poutrelles :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{385}{25} \leq h \leq \frac{385}{20}$$

$$\Rightarrow 15,4 \leq h \leq 19,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Calcul des moments :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode **forfaitaire**, méthode de **caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

b.1. Méthode forfaitaire : [2]**b.1.1. Domaine d'application :**

$$\mathbf{H}_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

\mathbf{H}_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

\mathbf{H}_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

\mathbf{H}_4 : Fissuration non préjudiciable.

b.1.2. Exposé de la méthode :

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

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

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

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

$(M_w ; M_e)$: 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 travées.
- $M=0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Effort tranchant :

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

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad \text{Appuis gauche} \dots \dots \dots [2].$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \quad \text{Appuis droit} \dots \dots \dots [2]$$

- Effort tranchant à gauche $V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \dots \dots \dots [2]$
- Effort tranchant à droite $V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{a} \dots \dots \dots [2]$

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 :**

* $M_a = 0,2M_0$ Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8,5 \cdot (l_w' + l_e')}$ Appuis intermédiaires

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

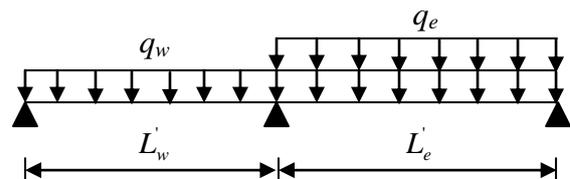


Figure III.5 :Les longueurs effectives.

- **Moment en travée :**

$$x = \left(\frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{8M_0} \right) l$$

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

Avec :

M_0 : 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 considéré.

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

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l'_w = l$ pour une travée de rive.

$l'_e = 0.8l$ 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 :

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

- **1^{ère} étape :** avant le coulage de la table de compression.
- **2^{ème} étape :** après le coulage de la table de compression.
- ✓ **1^{ère} étape : (avant le coulage de la table de compression)**
 - Poutrelle de travée : $L=4,25m$
 - On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Sont poids propre
- Poids propre du corps creux
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=2,5\text{KN} / \text{m}^2$

c.1.Evaluation des charges et surcharges :

✓ **charges permanente :**

- Poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
 - Poids propre du corps creux $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82\text{KN/ml}$
- $G=1,94 \text{ KN/ml}$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q= 0,65 \times 2,5 = 1,63\text{kN/ml}$$

c.2.Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (1,94) + 1,5 (1,63) = 5,064 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_s = G+Q=1,94 + 1,63 = 3,57 \text{ KN/ml}$

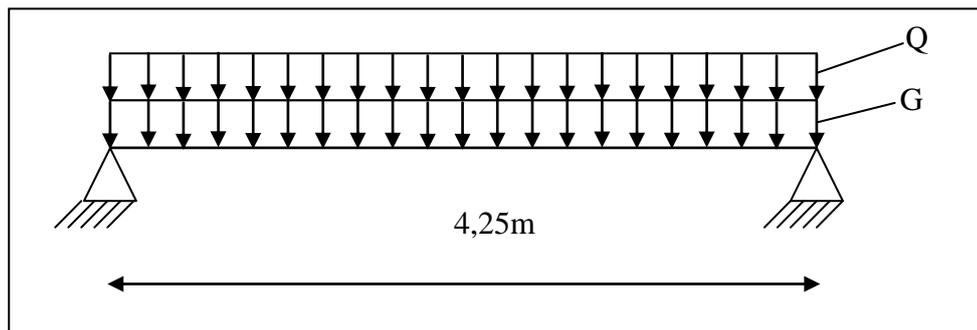


Figure III.6 :Schéma statique d'une poutrelle isostatique.

On prend :

$$P_g = 1,35.G.b = 1,35 \times 4,37 \times 0,65 = 3,83\text{KN} / \text{ml}$$

$$P_q = 1,5.Q.b = 1,5 \times 2,5 \times 0,65 = 2,44\text{KN} / \text{ml}$$

$$P = P_g + P_q = 6,27 \text{ KN/ml}$$

Pour une poutrelle isostatique, le moment à la travée est donné par :

$$M_U = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,064(4,25)^2}{8} = 11,43\text{KN.m}$$

$$M_S = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{3,57(4,25)^2}{8} = 8,06\text{KN.m}$$

c.3. Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$b = 12 \text{ cm} \quad ; \quad d = 4,5 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = 5,19 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaiments verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

✓ **2^{ème} étape : (Après le coulage de la table de compression)**

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

d. Evaluation des charges et surcharges :❖ **Plancher terrasse :**

$$G = 6,72 \times 0,65 = 4,37 \text{ kN/ml}$$

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

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,34 \times 0,65 = 3,47 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$$

d.1. Combinaison des charges :❖ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,87 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 5,021 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,15 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 4,45 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées.

Nous avons (03) types de poutrelles :

✓ Poutrelles à deux travées :

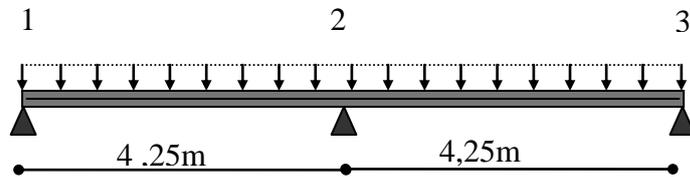


Figure III.7: Poutrelles à deux travées.

✓ Poutrelles à trio travées :

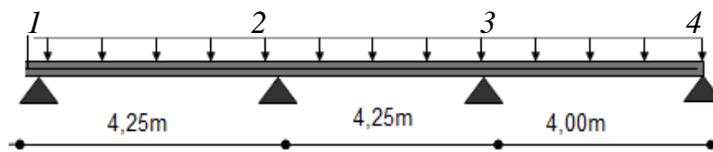


Figure III.8: Poutrelles à trio travées.

✓ Poutrelles à cinq travées :

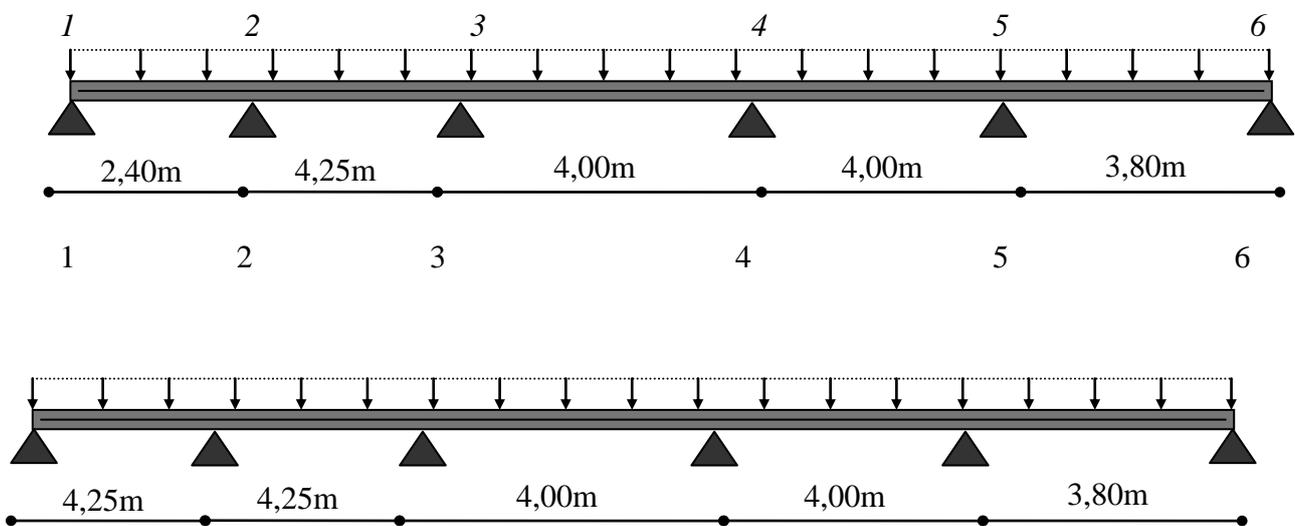
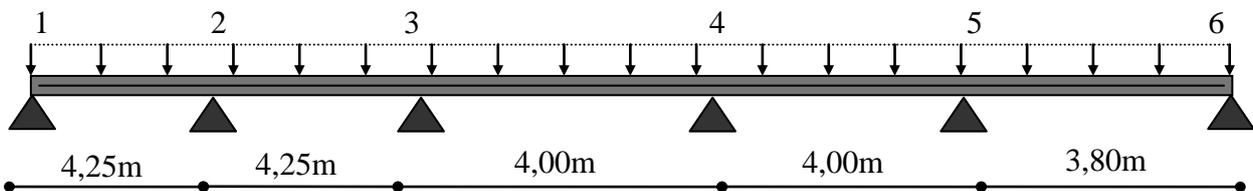


Figure III.9 : Poutrelles à cinq travées.

✓ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

✓ Poutrelle à cinq travées :



$$1) Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \prec \begin{cases} 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 2G = 2 \times 4,37 = 8,74 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \Rightarrow (C.V)$$

2) Le moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.

$$3) \text{ On vérifié : } 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \prec \frac{AB}{BC} = \frac{4,25}{4,25} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$0.8 \prec \frac{BC}{CD} = \frac{4,25}{4,00} = 1,06 \prec 1.25 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$0.8 \leq \frac{CD}{DE} = \frac{4,00}{4,00} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$0.8 \leq \frac{DE}{EF} = \frac{4,00}{3,80} = 1,05 \leq 1.25 \dots\dots\dots (C.V)$$

4) La fissuration est non préjudiciable.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

❖ L'état limite ultime E. L .U.

1. Calcul des moments « M₀ » et moments de sur appuis et en travées :

Tableau III.1:Moments de flexion ELU

Travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{PuL^2}{8}$ (KN.m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
1-2	4,25	15,51	1	0,2	3,102	18,44
			2	0,5	7,755	
2-3	4,25	15,51	3	0,4	6,204	9,306
3-4	4.00	13,74	4	0,4	5,496	8,577
4-5	4,00	13,74	5	0,5	6,87	8,244
5-6	3,80	12,40	6	0,2	2,48	8,345

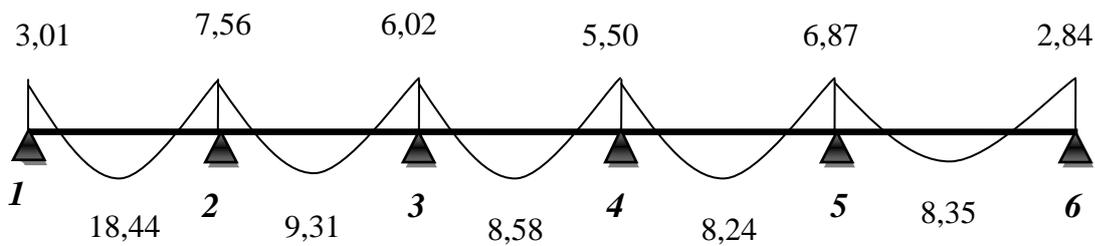
2. calcul les Efforts tranchants :

Tableau III.2: Effort tranchant ELU

Travées	Longueur (m)	Moments Appuis(KN.m)	Moments en travées (KN.m)	Abscisses		V _w (KN)	V _e (KN)
				a	b		
1-2	4,25	3,0102	18,44	a	2,021	-21,32	23,49
				b	2,23		
2-3	4,25	6,204	9,306	a	2,074	-16,45	14,23
				b	2,18		
3-4	4,00	5,496	8,577	a	1,98	-14,93	13,90
				b	2,025		
4-5	4,00	6,87	8,244	a	2,048	-13,42	15,50
				b	1,95		
5-6	3,80	2,84	8,345	a	2,06	-14,77	12,44
				b	1,74		

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN.m):



T_{ser} (KN):

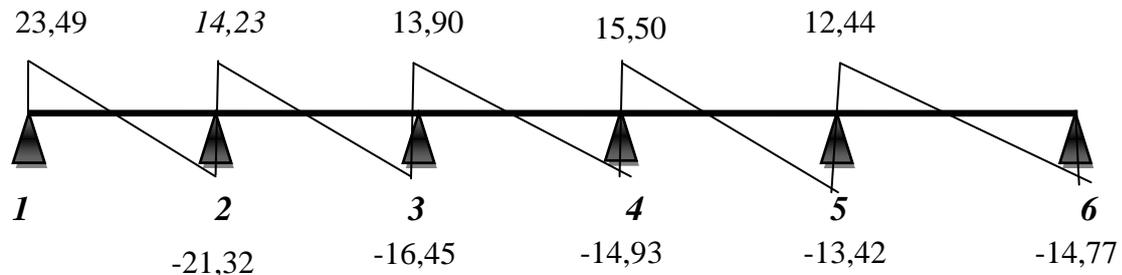


Figure III.10. diagramme des moments et des efforts ELU.

❖ Etat limite services ELS :

Tableau III.3: Moments de flexion ELS

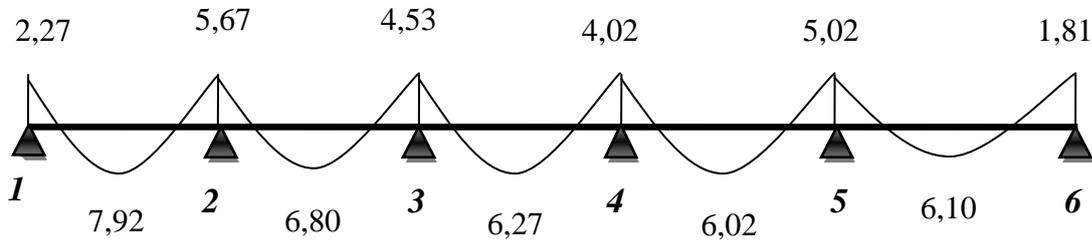
Travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{PuL^2}{8}$ (KN.m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
1-2	4,25	11,33	1	0,2	2,27	7,92
			2	0,5	5,67	
2-3	4,25	11,33	3	0,4	4,53	6,80
3-4	4,00	10,04	4	0,4	4,02	6,27
4-5	4,00	10,04	5	0,5	5,02	6,02
5-6	3,80	9,06	6	0,2	1,81	6,10

Tableau III.4: Effort tranchant ELS

Travées	Longueur (m)	Moments appuis (KN.m)	Moments en travées	Abscisses		V_w (KN)	V_e (KN)
1-2	4,25	2,27	7,9	a	1,97	-10,32	11,96
		5,67		b	2,27		
2-3	4,25	4,53	6,80	a	2,18	-11,44	8,72
				b	2,60		
3-4	4,00	4,02	6,27	a	2,024	-10,67	10,39
				b	1,98		
4-5	3,80	5,02	6,02	a	1,96	-10,24	11,32
				b	1,95		
5-6	3,50	1,81	6,10	a	2,06	-10,80	9,04
				b	1,75		

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN.m):



T_{ser} (KN):

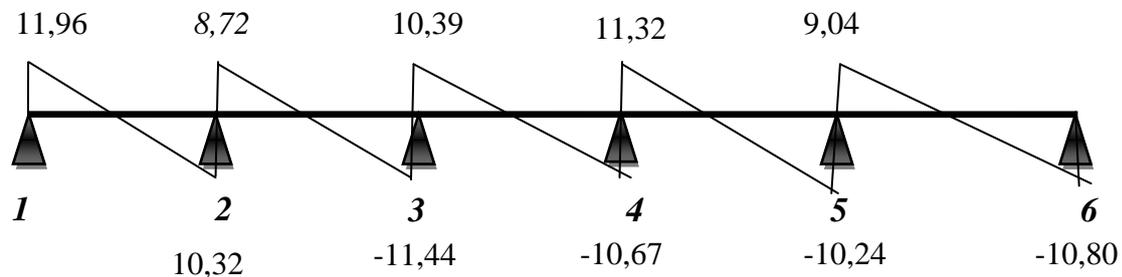


Figure III.11. diagramme des moments et des efforts ELS.

III.2.3. Ferrailage des poutrelles

III.2.3.1. Etat limite ultime

- En travée : $M^u = M^t = 13,44$ K N.m

$M_{ser} = 15,50$ KN.m $y = h_0$

Moment support par la table

A) Ferrailage des travées

$b_0 = 12$ cm $b = 65$ cm

$h = 20$ cm $h_0 = 4$ cm

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,17$$
 MPa

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,16 - \frac{0,04}{2}\right)$$

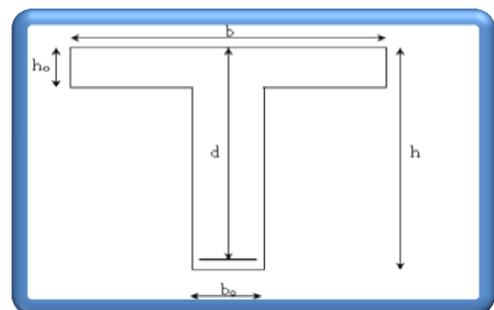


Figure III.12. Dimensionnement des poutrelles.

$$M_{tu} = 51,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 51,58 \text{ KN.m} > M_u = 13,44 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{13,44 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,045$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < 0,186 \quad \text{Pivot « A »}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13,44}{7,92} = 1,70$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot \gamma - 0,171$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,70 - 0,171 = 0,40$$

$$\mu_{bu} = 0,057 < \mu_{lu} = 0,40$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) = 0,073$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,073) = 0,175 \text{ m}$$

$$Z_b = 17,5 \text{ cm}$$

Pivot « A » $\longrightarrow \varepsilon_s = 10\%$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{13,44 \cdot 10^{-3}}{0,175 \times 347,8} = 2,21 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{65 \cdot 20}{1000}, (0,23 \times 2,1 \times 65 \times 18) / 400 \right\}$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 2,21 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = \max(1,41; 2,21) A_s = 2,21 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de section des armatures on choisit 3T12

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

A.1.Sur appuis: $M_u = 7,755 \text{ KN.m}$ $M_{ser} = 5,67 \text{ KN.m}$

- **Moment support par la table :**

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

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58,95 \text{ KN.m} > M_u = 7,755 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{7,755 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,17} = 0,026$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < 0,186$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < 0,186 \quad \text{Pivot « A »}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot \gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,755}{5,67} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,37 - 0,1711 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_{lu} = 0,29$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,033)}) = 0,042$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,042) = 0,177 \text{ m}$$

$$Z_b = 17,7 \text{ cm}$$

Pivot « A » $\longrightarrow \varepsilon_s = 10\%$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{7,755 \cdot 10^{-3}}{0,177 \times 347,8} = 1,26 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,65 \times 0,18}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{su} = 1,26 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = \max(1,41; 1,26) A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau des sections des armatures on choisit 2T12 $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

• Efforts tranchants

$$V = T_u = 15,50 \text{ KN}$$

Vérification de cisaillement du béton

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{15,50 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,72 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Armatures transversales Choix de Φ_t : Φ_t

$$\leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5,71 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ \phi_{t \min} = 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

$$A_t = m \times A_{tb} = 2 \times 0,28 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- m : nombre des sections

• Espacement minimal

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{ij})}; 0,9 \times d; 40 \text{ cm} \right\} S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 (0,72 - 0,3 \times 2,1)}; 0,9 \times 18; 40 \text{ cm} \right\} = 16,2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

• Condition de non fragilité :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{235} \left\{ \frac{0,72}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 1,53 \times 10^{-3}$$

$$\rho_t = \frac{0,57}{12 \times 15} = 3,16 \times 10^{-3} > \rho_{t \min} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

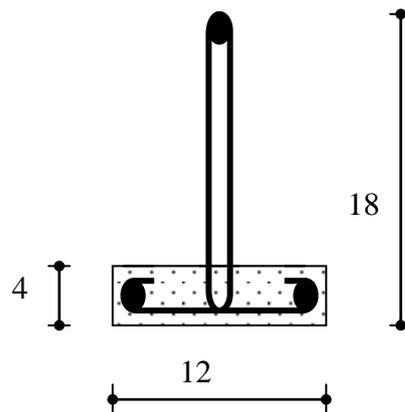


Figure III.13. Poutrelle préfabriquée.

- Vérification des appuis

- ❖ Appuis de rive

$$\text{Armatures longitudinales} \rightarrow A_s = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{16,45 \times 10}{347,8} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Compression du béton

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \left(0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12\right) = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u \leq 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots (C.V)$$

- ❖ Appuis Intermédiaire :

Armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14,93 + \frac{-7,755 \times 10^2}{0,9 \times 18}}{\frac{400}{1,5}} = -0,12 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\text{Compression du béton : } V_u \leq 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots (C.V)$$

- ❖ Vérification de la liaison table et nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{1,9 \times b \times d \times h_0} = \left(\frac{15,50 \times 26,5}{1,9 \times 65 \times 18 \times 4} \right) \times 10 = 0,46 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

III.2.3.2. Etat limite service

➤ Sur Appuis : $q_s = (G_t + Q_t) \times b = 3,82 \text{ KN/ml}$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \quad M_{\text{ser}} = 5,67 \text{ KN.m} \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b_0} \left[\sqrt{1 + \frac{b_0 \cdot d \cdot A_s}{7,5 \cdot A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2,26}{12} \left[\sqrt{1 + \frac{12 \times 18 \times 2,26}{7,5 \times 2,26^2}} - 1 \right] = 7,64 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{12 \times 7,64^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 7,64)^2 = 5422,24 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{5,67 \times 10^3}{5422,24} = 1,05 \text{ Mpa/cm}$$

➤ Calcul des contraintes maximales

Béton comprimé $\Rightarrow \sigma_b = K \times y = 1,05 \times 7,64 = 8,022 MPa$

Armatures tendues $\Rightarrow \sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times 1,05 \times (18 - 7,64) = 163,17 MPa$

➤ Vérification

Contraintes limites de compression du béton

$\sigma_{bc} = 8,022 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots (CV)$

$\sigma_s = 163,17 MPa < \overline{\sigma}_s = 347,8 MPa \dots \dots \dots (cv)$

A.2. En Travée

$M_{ser} = 7,92 KN.m \quad b = 65 cm \quad A_s = 3,39 cm^2$

➤ Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15A}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A}{7,5 \times A^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3,39}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 3,39}{7,5 \times 3,39^2}} - 1 \right] = 4,58 cm$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{65 \times 4,58^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 4,58)^2 = 11239,46 cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7,92 \times 10^3}{11239,46} = 0,70 MPa/cm$$

➤ Calcul des contraintes maximales

Béton comprimé $\Rightarrow \sigma_b = k.y = 0,70 \times 4,58 = 3,206 MPa$

Armatures tendues $\Rightarrow \sigma_s = 15.k.(d - y) = 15 \times 0,70 \times (18 - 4,58) = 140,91 MPa$

➤ Vérification :

Contraintes limites de compression du béton

$\sigma_b = 3,206 MPa < \overline{\sigma}_b = 0,6 . f_{c28} = 15 MPa \dots \dots \dots (c.v)$

$\sigma_s = 140,91 MPa < \overline{\sigma}_s = 347,8 MPa \dots \dots \dots (c.v)$

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

III.2.4. Déformation de poutres

On doit vérifier d'après 'BAEL' que si :

1) $h/L \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{385} = 0,052 \geq \frac{13,44}{15.15,50} = 0,058 \dots \dots \dots (CV)$

2) $A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} = \frac{4,2 \times 65 \times 18}{400} = 12,28 cm^2 \dots \dots \dots (CV)$

$$3) h/L \geq \frac{1}{22,5} = 0,04 \dots \dots \dots (C.V)$$

Touts les conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

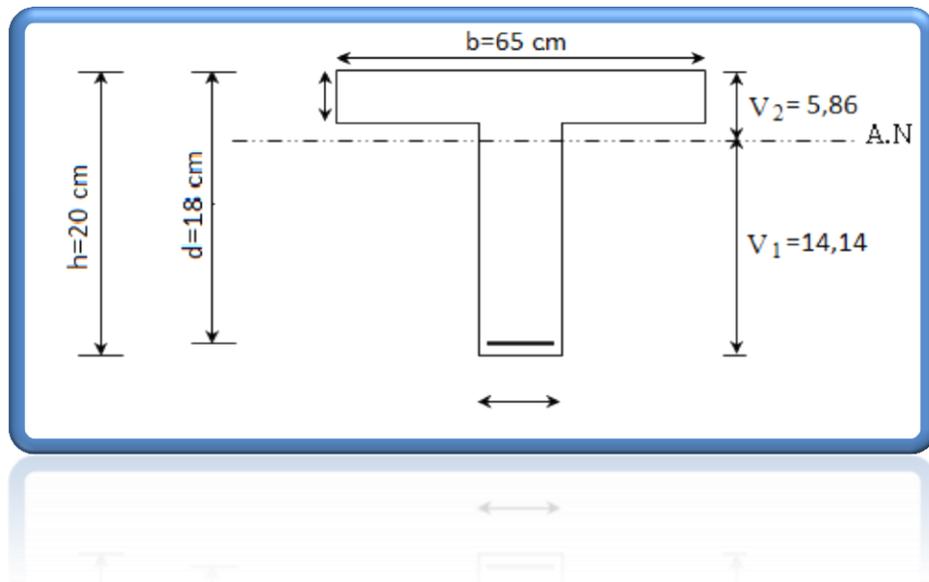
Position du centre de gravité

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

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 3,39 \times 17,7}{65 \times 4 + 16 \times 12 + 15 \times 3,39} = 14,14 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 14,14 = 5,86 \text{ cm}$$

III.2.4.1. Moment d'inertie de la section totale rendue homogène



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

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (5,86 - 2)^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times [14,14 - 8]^2 + 15 \times 3,39 \times (5,86 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 19942,28 \text{ cm}^4$$

III.2.2.4. Evaluation des charges

Charge de faible durée : $q_i = \left(\frac{Q}{2}\right) \times b = 0,5 \times 0,65 = 0,325 \text{ KN/ml}$

Charge de longue durée : $q_v = \left(G + \frac{Q}{2}\right) \times b = (6,72 + 0,5) \times 0,65 = 4,693 \text{ KN/ml}$

- Calculs des moments

- Moment dû à la charge instantanée $M_i = \frac{M_s \times q_i}{q_s} = \frac{7,755 \times 0,325}{3,82} = 0,66 \text{ KN.m}$

- Moment dû à la charge différée $M_v = \frac{M_s \times q_v}{q_s} = \frac{7,755 \times 4,693}{3,82} = 9,53 \text{ KN.m}$

- Contraintes de traction dans les armatures

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0,66 \times 10^3}{19942,28} = 0,033 \text{ Mpa/cm}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{9,53 \times 10^3}{19942,28} = 0,48 \text{ Mpa/cm}$$

- Charge instantanée → $\sigma_{si} = 15 \times 0,033 \times (18 - 4,58) = 6,64 \text{ Mpa}$

- Charge différée → $\sigma_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0,48 \times (18 - 4,58) = 96,62 \text{ Mpa}$

❖ Evaluation des flèches

- Flèches due aux charges instantanées :

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{3,39}{18 \times 12} = 0,0156$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0156 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right)} = 2,63$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 6,64 + 2,1} = -0,46 < 0 \Rightarrow \mu_i = 0$$

- L'inertie fissurée vaut $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = \frac{1,1 \times 19942,28}{1 + 2,63 \times (0,46)} = 9926,92 \text{ cm}^4$

- Flèche Maximale de la travée

$$f_i = \frac{ML^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{7,755 \times 4,25^2 \times 10^7}{10 \times 200000 \times 9926,92} = 0,017 \text{ cm}$$

- Flèches dues aux charges de longue durée

$$\mu_v = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 96,62 + 2,1} = 0,45$$

➤ L'inertie fissurée $I_{fv} = \frac{1,1 \times 19942,28}{1 + 2,63 \times 0,45} = 10046,49 \text{ cm}^4$

➤ Flèche Maximale de la travée $f_v = \frac{7,755 \times 10^7 \times 4,25^2}{10 \times \frac{200000}{3} \times 10046,49} = 0,049 \text{ cm}$

❖ Vérification de la flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{425}{500} = 0,85 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad f_i \text{ et } f_v < \bar{f} \dots\dots\dots(C.V)$$

III.2.5. Dalle de compression

La dalle à une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

➤ La section d'armature satisfait la condition :

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65 \times 10^2}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre 6 mm

✓ Schéma ferrailage

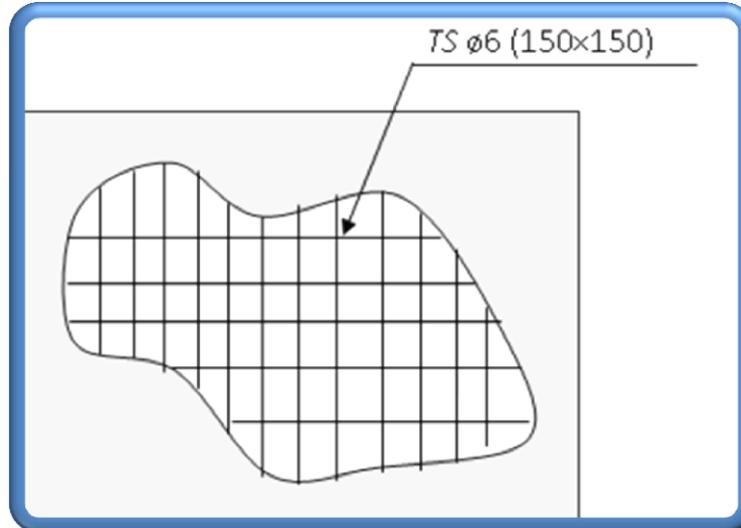


Figure III.14. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

✓ Schéma ferrailage des poutrelles :

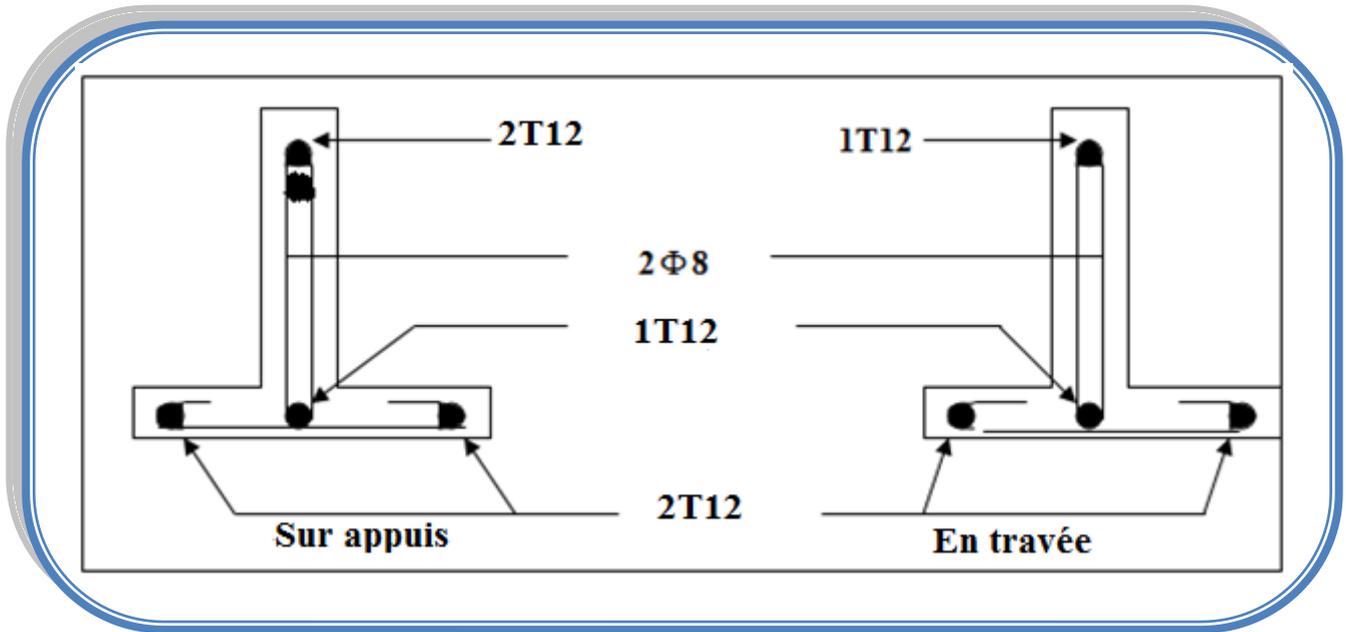
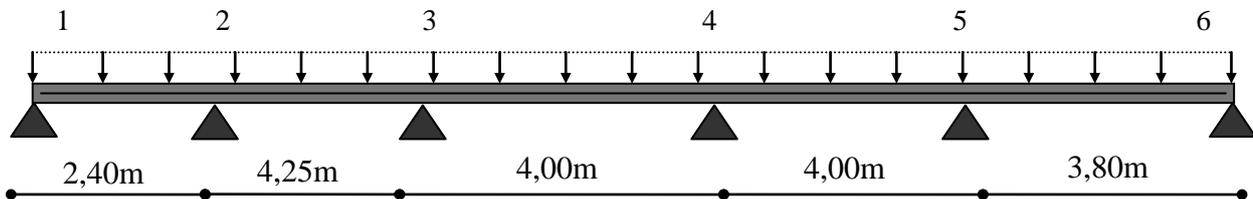


Figure III.15. Ferrailages des poutrelles.

✓ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

✓ Poutrelle à cinq travées :



$$1. Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 2G = 2 \times 4,37 = 8,74 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \Rightarrow (C.V)$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.

$$3. \text{ On vérifié : } 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 < \frac{AB}{BC} = \frac{2,40}{4,25} = 0,56 \leq 1,25 \dots\dots\dots (C.N.V)$$

$$0,8 < \frac{BC}{CD} = \frac{4,25}{4,00} = 1,06 < 1,25 \dots\dots\dots (C.V)$$

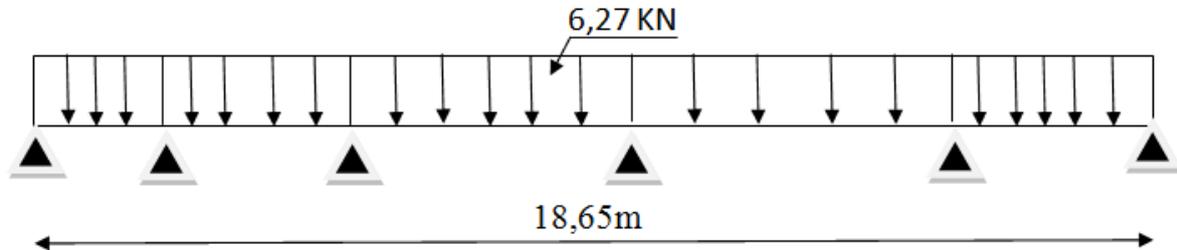
$$0,8 \leq \frac{CD}{DE} = \frac{4,00}{4,00} = 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$0,8 \leq \frac{DE}{EF} = \frac{4,00}{3,80} = 1,05 \leq 1,25 \dots\dots\dots (C.V)$$

4. La fissuration est non préjudiciable.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition ne sont pas vérifiée, alors on utilise la méthode de CAQUOT **Application de la méthode :**

➤ **L'état limite ultime E. L .U :**

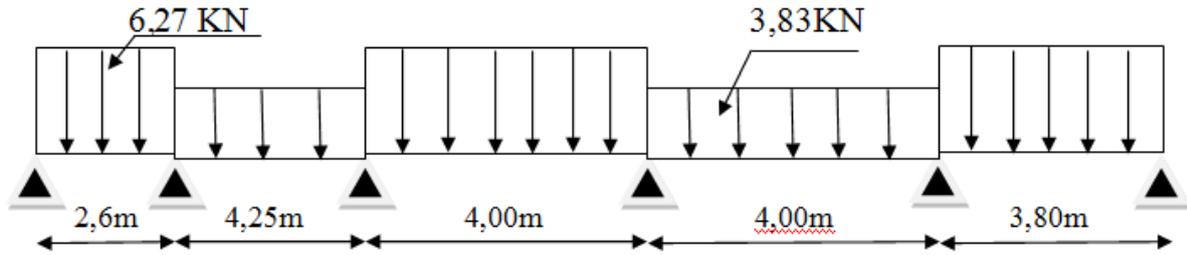


Calcul les moments sur appuis 1^{er} cas :

Appuis	Pg	Pq	Travée	Porté réel	porté fictif	Qw	Qe	L'w	L'e	Ma
1	3,83	2,44	1-2	2,4	2,4	0	6,27	0	2,4	0
2	3,83	2,44	2-3	4,25	3,4	6,27	6,27	2,4	3,4	-6,76
3	3,83	2,44	3-4	4	3,2	6,27	6,27	3,4	3,2	-8,06
4	3,83	2,44	4-5	4	3,2	6,27	6,27	3,2	3,2	-7,55
5	3,83	2,44	5-6	3,8	3,8	6,27	6,27	3,2	3,8	-9,24
6	3,83	2,44	-	-	-	6,27	0	3,8	0	0,00

Calcul les moments en travée 1^{er} cas :

Travée	Porté réel	Q	Mw	Me	Vw	ve	Xt(m)	Mt	Mo
1-2	2,4	6,27	0	-6,76	4,144	-10,904	0,75	2,40	4,51
2-3	4,25	6,27	-6,76	-8,06	12,6424	-13,9424	2,07	6,69	14,09
3-4	4	6,27	-8,06	-7,55	12,795	-12,285	2,02	4,74	12,54
4-5	4	6,27	-7,55	-9,25	11,69	-13,39	1,93	4,17	12,54
5-6	3,8	6,27	-9,25	0	16,538	-7,288	2,29	7,64	11,32

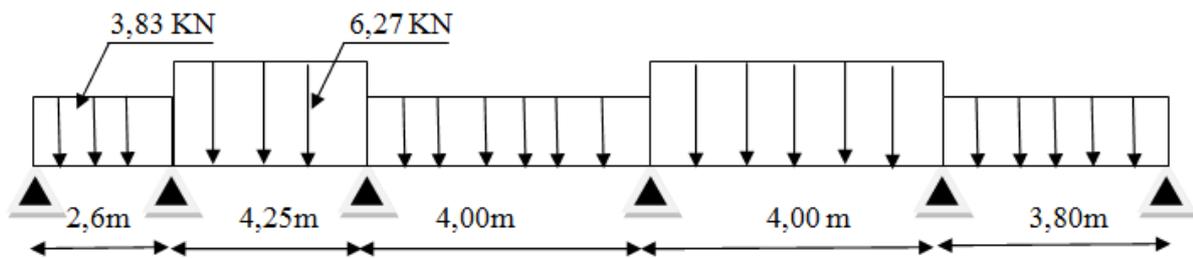


Calcul les moments sur appuis 2ème cas :

Appuis	Pg	Pq	Travée	Porté réel	porté fictif	Qw	Qe	L'w	L'e	Ma
1	3,83	2,44	1-2	2,4	2,4	0	6,27	0	2,4	0
2	3,83	2,44	2-3	4,25	3,4	6,27	3,83	2,4	3,4	-4,81
3	3,83	2,44	3-4	4	3,2	3,83	6,27	3,4	3,2	-6,35
4	3,83	2,44	4-5	4	3,2	6,27	3,83	3,2	3,2	-6,08
5	3,83	2,44	5-6	3,8	3,8	3,83	6,27	3,2	3,8	-7,89
6	3,83	2,44	-	-	-	6,27	0	3,8	0	0,00

Calcul les moments en travée 2ème cas :

Travée	Porté réel	Q	Mw	Me	Vw	Ve	Xt(m)	Mt	Mo
1-2	2,4	6,27	0	-4,25	5,119	-9,929	0,88	2,75	4,51
2-3	4,25	3,83	-4,25	-6,35	3,53875	-5,07875	0,95	-3,03	2,42
3-4	4	6,27	-6,35	-6,08	12,675	-12,405	2,01	6,33	12,54
4-5	4	3,83	-6,08	-7,89	6,755	-8,565	1,88	0,73	7,66
5-6	3,8	6,27	-7,89	0	15,858	-7,968	2,23	8,06	11,32



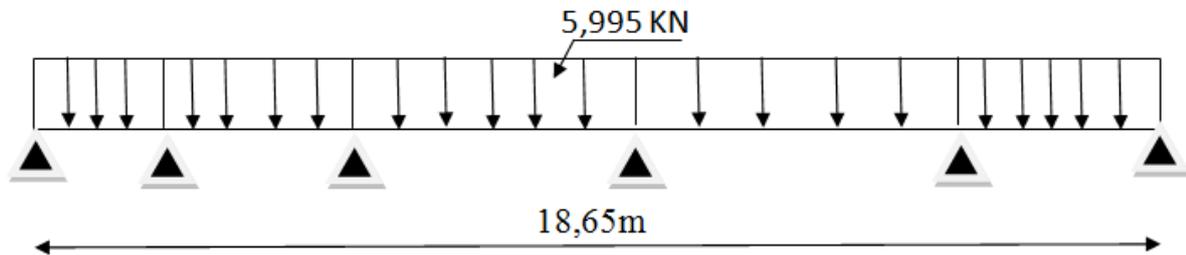
Calcul les moments sur appuis 3ème cas :

Appuis	Pg	Pq	Travée	Porté réel	porté fictif	Qw	Qe	L'w	L'e	Ma
1	3,83	2,44	1-2	2,4	2,4	0	3,83	0	2,4	0
2	3,83	2,44	2-3	4,25	3,4	3,83	6,27	2,4	3,4	-6,07
3	3,83	2,44	3-4	4	3,2	6,27	3,83	3,4	3,2	-6,63
4	3,83	2,44	4-5	4	3,2	3,83	6,27	3,2	3,2	-6,08
5	3,83	2,44	5-6	3,8	3,8	6,27	3,83	3,2	3,8	-6,99
6	3,83	2,44	-	-	-	3,83	0	3,8	0	0,00

Calcul les moments en travée 3ème cas :

Travée	Porté réel	Q	Mw	Me	Vw	Ve	Xt(m)	Mt	Mo
1-2	2,4	3,83	0	-6,07	1,561	-7,631	0,54	1,39	2,76
2-3	4,25	6,27	-6,07	-6,63	13,04375	-13,60375	2,10	7,81	14,16
3-4	4	3,83	-6,63	-6,08	7,935	-7,385	2,04	1,31	7,66
4-5	4	6,27	-6,08	-6,99	12,085	-12,995	1,96	6,01	12,54
5-6	3,8	3,83	-6,99	0	10,772	-3,782	2,38	4,30	6,91

➤ L'état limite service E. L. S :

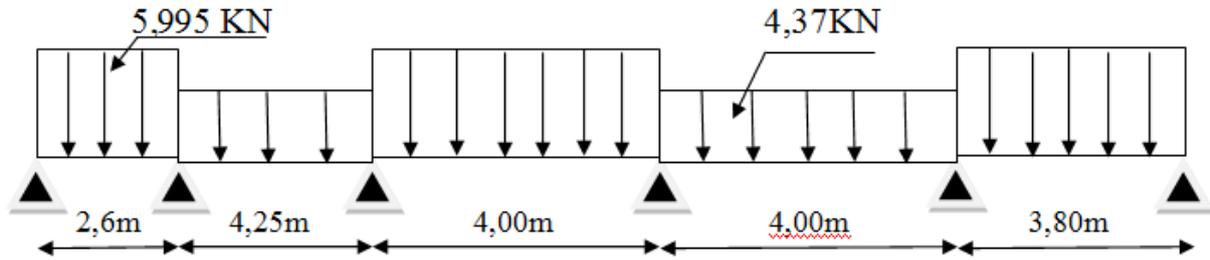


Calcul les moments sur appuis 1^{er} cas :

Appuis	Pg	Pq	Travée	Porté réel	porté fictif	Qw	Qe	L'w	L'e	Ma
1	4,37	1,625	1-2	2,4	2,4	0	5,995	0	2,4	0
2	4,37	1,625	2-3	4,25	3,4	5,995	5,995	2,4	3,4	-6,46
3	4,37	1,625	3-4	4	3,2	5,995	5,995	3,4	3,2	-7,70
4	4,37	1,625	4-5	4	3,2	5,995	5,995	3,2	3,2	-7,22
5	4,37	1,625	5-6	3,8	3,8	5,995	5,995	3,2	3,8	-8,83
6	4,37	1,625	-	-	-	5,995	0	3,8	0	0,00

Calcul les moments en travée 1^{er} cas :

Travée	Porté réel	Q	Mw	Me	Vw	Ve	Xtm	Mt	Mo
1-2	2,4	5,995	0	-6,46	3,964	-10,424	0,75	2,29	4,32
2-3	4,25	5,995	-6,46	-7,7	12,119375	-13,359375	2,08	6,47	13,54
3-4	4	5,995	-7,7	-7,22	12,23	-11,75	2,02	4,53	11,99
4-5	4	5,995	-7,22	-8,83	11,185	-12,795	1,93	3,99	11,99
5-6	3,8	5,995	-8,83	0	15,8055	-6,9755	2,29	7,31	10,82

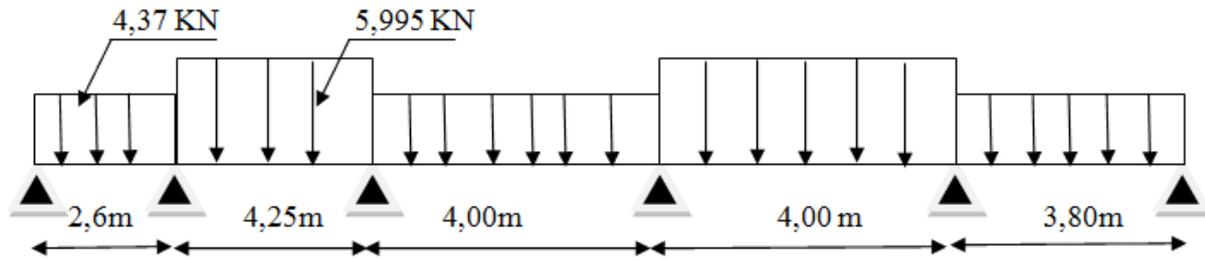


Calcul les moments sur appuis 2ème cas :

Appuis	Pg	Pq	Travée	Porté réel	porté fictif	Qw	Qe	L'w	L'e	Ma
1	4,37	1,625	1-2	2,4	2,4	0	5,995	0	2,4	0
2	4,37	1,625	2-3	4,25	3,4	5,995	4,37	2,4	3,4	-5,16
3	4,37	1,625	3-4	4	3,2	4,37	5,995	3,4	3,2	-6,56
4	4,37	1,625	4-5	4	3,2	5,995	4,37	3,2	3,2	-6,24
5	4,37	1,625	5-6	3,8	3,8	4,37	5,995	3,2	3,8	-7,94
6	4,37	1,625	-	-	-	5,995	0	3,8	0	0,00

Calcul les moments en travée 2ème cas :

Travée	Porté réel	Q	Mw	Me	Vw	Ve	Xt(m)	Mt	Mo
1-2	2,4	5,995	0	-5,16	4,614	-9,774	0,84	3,51	4,32
2-3	4,25	4,37	-5,16	-6,56	8,58625	-9,98625	2,05	4,03	9,87
3-4	4	5,995	-6,56	-6,24	12,15	-11,83	2,01	5,59	11,99
4-5	4	4,37	-6,24	-7,94	7,89	-9,59	1,90	1,69	8,74
5-6	3,8	5,995	-7,94	0	15,3605	-7,4205	2,25	7,58	10,82



Calcul les moments sur appuis 3éme cas :

Appuis	Pg	Pq	travée	Porté réel	porté fictif	Qw	Qe	L'w	L'e	Ma
1	4,37	1,625	1-2	2,4	2,4	0	4,37	0	2,4	0
2	4,37	1,625	2-3	4,25	3,4	4,37	5,995	2,4	3,4	-6,00
3	4,37	1,625	3-4	4	3,2	5,995	4,37	3,4	3,2	-6,75
4	4,37	1,625	4-5	4	3,2	4,37	5,995	3,2	3,2	-6,24
5	4,37	1,625	5-6	3,8	3,8	5,995	4,37	3,2	3,8	-7,33
6	4,37	1,625	-	-	-	4,37	0	3,8	0	0,00

Calcul les moments en travée 3éme cas :

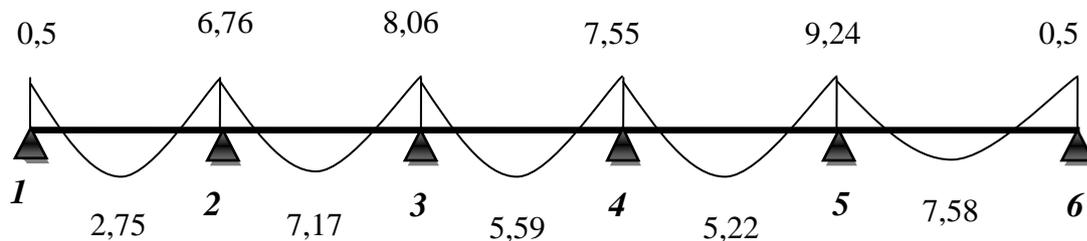
Travée	Porté réel	Q	Mw	Me	Vw	Ve	Xt(m)	Mt	Mo
1-2	2,4	4,37	0	-6,00	2,244	-8,244	0,63	1,58	3,15
2-3	4,25	5,995	-6,00	-6,75	12,364375	-13,114375	2,10	7,17	13,54
3-4	4	4,37	-6,75	-6,24	8,995	-8,485	2,03	2,25	8,74
4-5	4	5,995	-6,24	-7,33	11,445	-12,535	1,95	5,22	11,99
5-6	3,8	4,37	-7,33	0	11,968	-4,638	2,34	5,07	7,89

Tableau III.5.Moment en travée de la poutrelle à 5 travées

Travées		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6		
Longueur réelle (l)		2,40	4,25	4,00	4,00	3,80		
Longueur réduite (l')		2,40	3,40	3,20	3,20	3,80		
Appuis		1	2	3	4	5	6	
l' _o (m)		0	2,40	3,40	3,20	3,20	3,80	
l' _e (m)		2,40	3,40	3,20	3,20	3,80	0	
Sur appuis	M _u (KN m)	0	-6,76	-8,06	-7,55	-9,24	0	
	M _{ser} (KN m)	0	-6,46	-7,70	-7,22	-8,83	0	
x (m)		3	1,6	2,32	2,89	2,2		
En travée	M _u (KN m)	2,75	7,81	6,33	6,01	8,06		
	M _{ser} (KN m)	3,51	7,17	5,59	5,22	7,58		
T(KN)	ELU	T _o (KN)	5,119	13,04375	12,675	12,085	15,858	
		T _e (KN)	-9,929	-13,60375	-	-	-7,968	
	ELS	T _o (KN)	4,614	12,364375	12,15	11,445	15,3605	
		T _e (KN)	-9,774	-	-11,83	-	-7,4205	
			13,114375		12,535			

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN.m):



T_{ser} (KN):

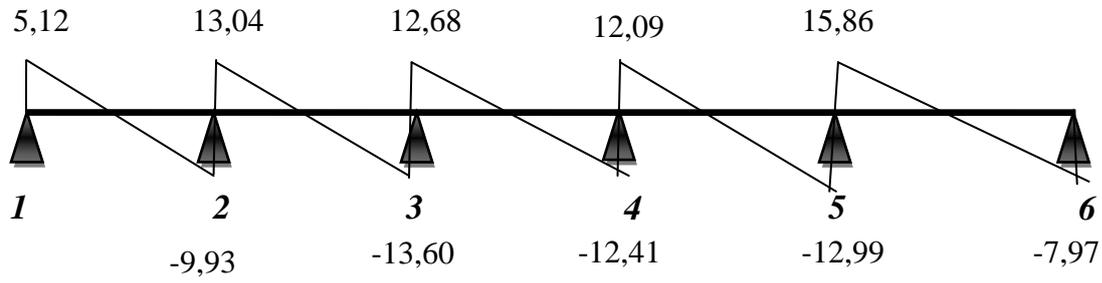
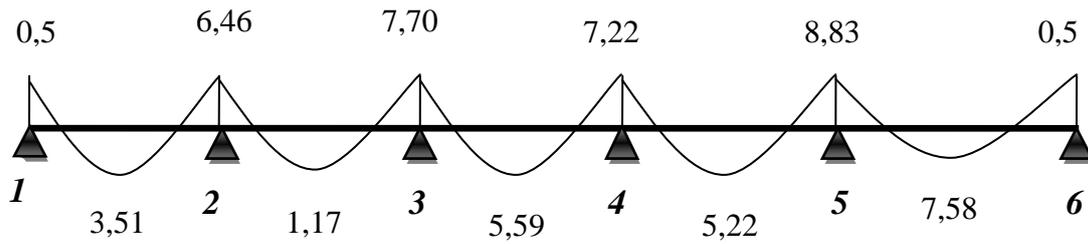


Figure III.16. Diagramme des moments et des efforts ELU.

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M_u (KN.m):



T_{ser} (KN):

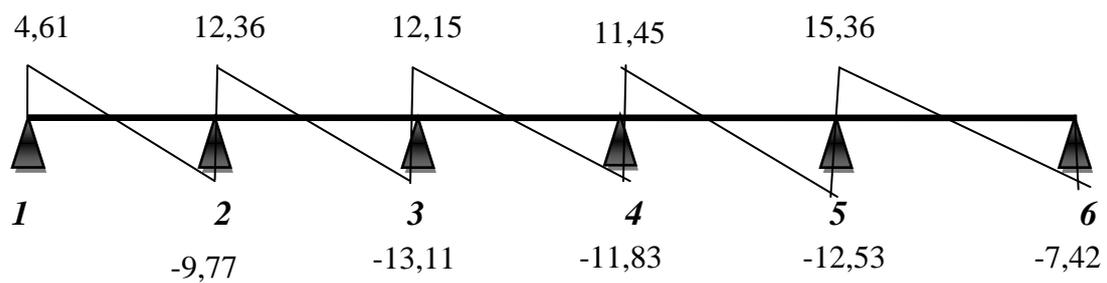


Figure III.17. diagramme des moments et des efforts ELS.

III.2.6. 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 :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 8,06 \text{ KNm.}$$

$$M_{au}^{\max} = 9,244 \text{ KNm.}$$

$$T_u^{\max} = 15,86 \text{ KN.}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 10,44 \text{ KNm.}$$

$$M_{aser}^{\max} = 7,58 \text{ KNm.}$$

III.2.6.1. Ferrailage en travée

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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.

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

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

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

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

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

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

Tableau III.6. récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
8,06	0,146	Oui	0	0,198	16,57	Oui	10%	348	1,40

Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,41 \text{ cm}^2 ; 1,40 \text{ cm}^2 \} = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

III.2.6.2. Ferrailage sur appuis

On a: $M_{au}^{\max} = 9,24 \text{ kN.m} < M_{tab} = 75,526 \text{ kN.m}$

⇒ 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.7. récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9,24	0,168	Oui	0	0,231	16,34	Oui	10‰	348	1,63

Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 0,27 \text{ cm}^2 ; 1,63 \text{ cm}^2 \} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T14+1T16 ($A_s = 3,55 \text{ cm}^2$)

III.2.7. Vérifications

III.2.7.1. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 15,86 \text{ KN}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,074 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

a. Au voisinage des appuis

- Appuis de rives
- Vérification de la compression du béton [1]

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

Avec : $T_u=15,86$ KN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{15,86 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,82 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1]

$$A_s = 3,55 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,059 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• Appuis intermédiaires

- Vérification de la contrainte de compression [1]

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{13,60 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,70 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3,55 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,49 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.7.2. Vérification à l'E.L.S

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

- Vérification des contraintes du béton [1]

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

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

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

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

- **Détermination de l'axe neutre**

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

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

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

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

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui

suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b-b_0) \cdot \frac{(y-h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y-c') - \eta A_s \cdot (d-y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y-c')^2 + \eta A_s (d-y)^2. \end{cases}$$

Tableau III.8 . Récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	7,58	1,23	1,63	3,34	6061,98	4,18	Vérifiée
Appuis	8,83	1,55	3,39	8,81	7029,78	0,011	Vérifiée

III.2.7.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [4]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18\text{ cm}$; $L=3,40\text{ m}$; $M_{tser}=7,58\text{ KN.m}$; $T_u^{\max} =15,86\text{ KN.m}$;
 $M_0 =10,82\text{KN.m}$; $A_s=1,63\text{ cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,059 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0755 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,059 < 0,070 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,68\text{ cm}$ ($L = 3,40\text{ m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Position de l'axe neutre « y_1 » :**

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

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

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

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.9. tableau Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
7,58	1,63	6,85	0,08	258,35	5,45	2,18	0,639	18690,52	4586,58	13202,84

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,75 \text{ cm} \quad (L = 3,40 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,82 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,08 \text{ cm} < \bar{f} = 0,68 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

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

« **BAEL 91 modifié 99** » :

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

« **RPA 99 version 2003** »

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

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

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

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,95.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,04.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 & \\ \bullet S_t \leq 5,00 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,00 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

- Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\Phi 8 = 1,005 \text{ cm}^2$

- Choix des espacements

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

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

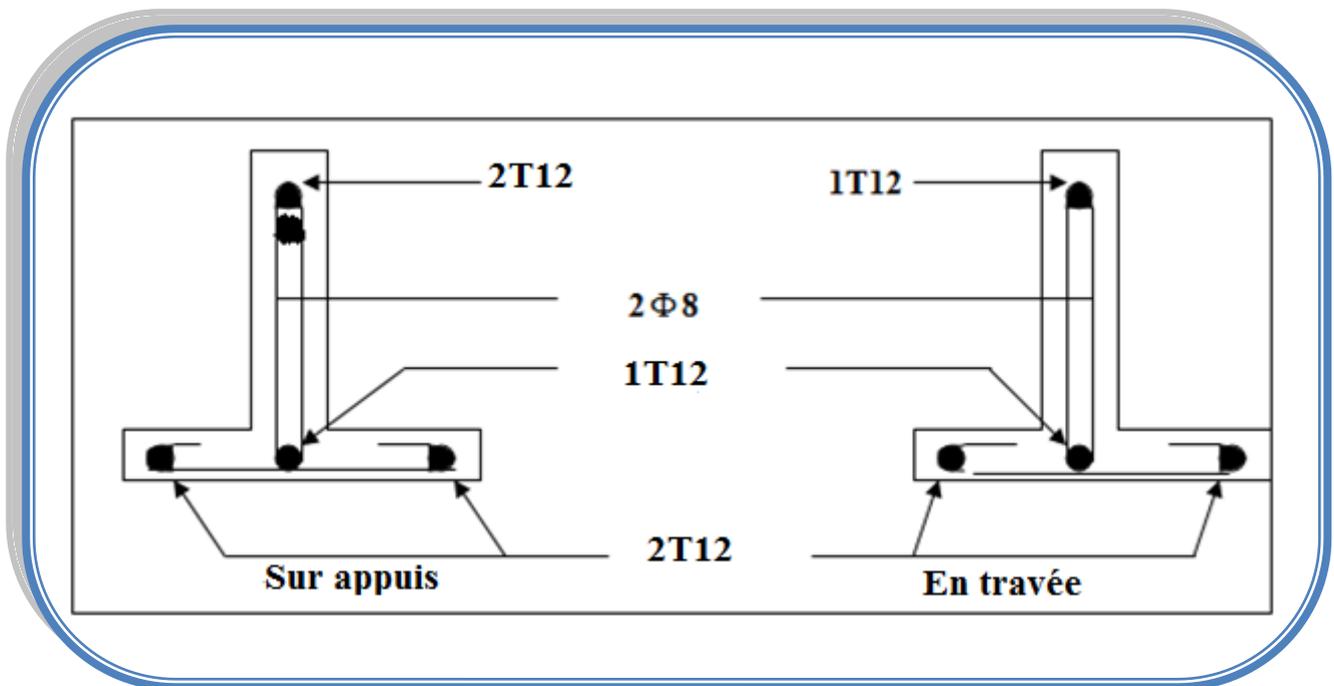


Figure III.18. Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.3. Les Escaliers

III.3.1. Généralité

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre bâtiment comporte deux types escaliers :

- a - Un escalier a deux volets.
- b - Un escalier a trois volets.

III.3.2. Escalier à trois volets

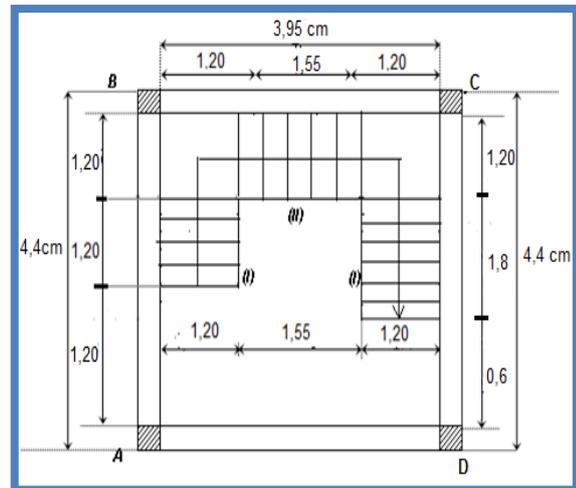


Figure III.19. Dimensions d'escalier à trois volets.

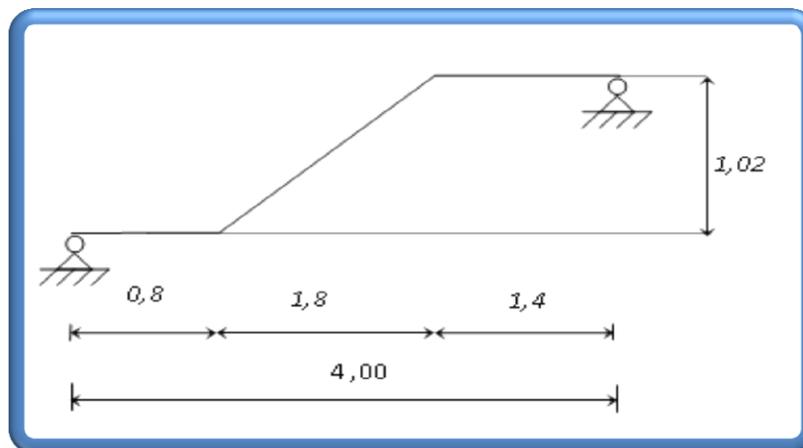


Figure III.20. Schéma statique d'escalier de trio volé.

➤ **Caractéristique géométrique :**

Hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$

Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$

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

Nombre de marche : $N \times h = H$

$\Rightarrow n = H / h = 1,02 / 0,17 = 6$

D'où $N = 7$

Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{cm} \\ h = 17 \text{cm} \\ g = 30 \text{cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

L'épaisseur de la pailasse et de palier : $e = 20 \text{ cm}$

III.3.2.1. Evaluation Des Charges

a. Palier :

- 1. Charges permanentes..... $G_1 = 6,04 \text{ KN/m}^2$
- 2. Charge d'exploitation $Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b. Pailasse :

- 1. Charges permanentes $G_2 = 9,23 \text{ KN/m}$
- 2. Charge d'exploitation $Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.10: Récapitulatif des combinaisons des charges

Position	G KN/ml	Q KN/ml	E.L.U	E.L.S
			KN/ml	KN/ml
Palier	6,04	2,5	11,9	8,54
Pailasse	9,23	2,5	16,21	11,73

➤ Sollicitations :

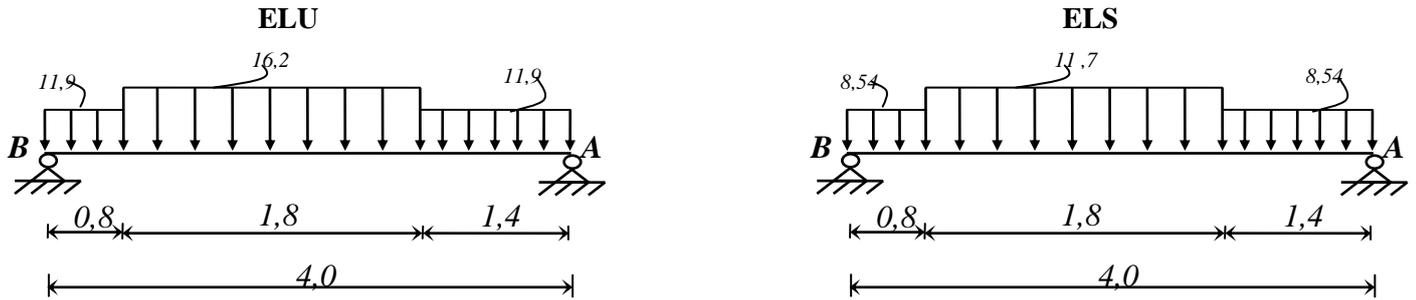


Figure III.21. Schéma RDM d'escalier de trio volé.

➤ Effort tranchant et moment fléchissant :

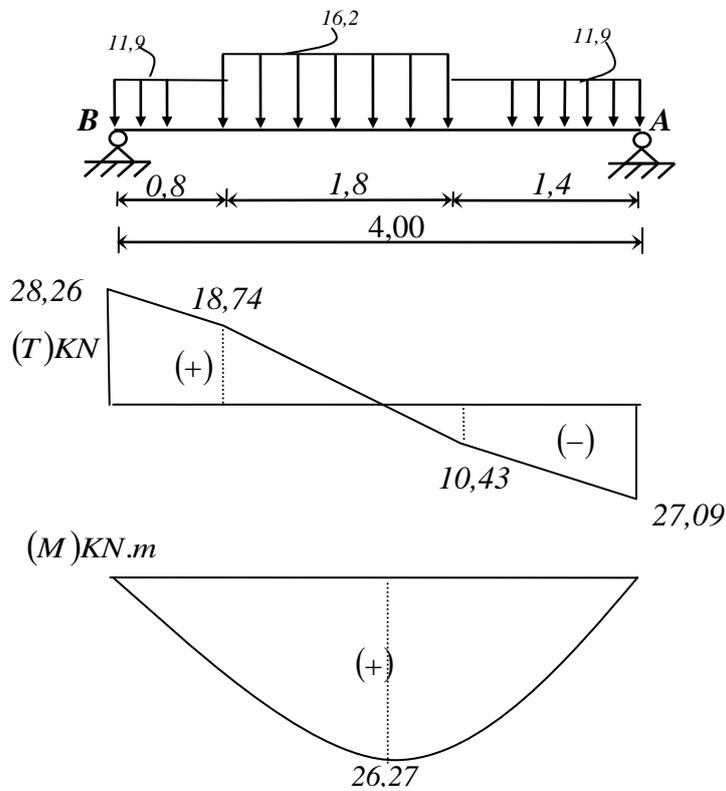


Figure III.23. Diagramme de L'effort tranchant et moment fléchissant à ELU.

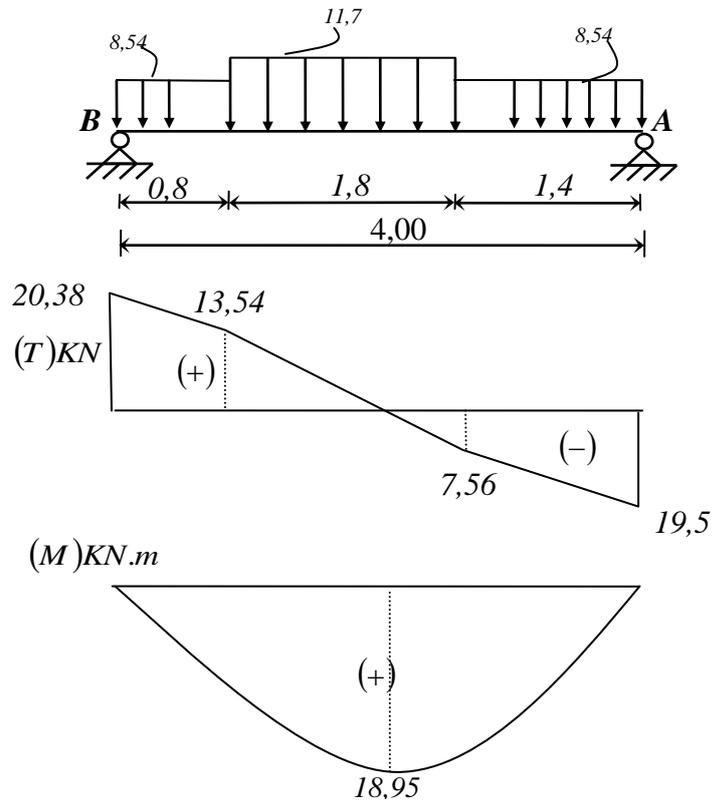


Figure III.24. Diagramme de L'effort tranchant et moment fléchissant à ELS.

III.3.3. Escalier à deux volets

➤ **Caractéristique géométrique :**

Il est consiste essentiellement de:

18 contres marches.

17 marches.

La longueur de la paillasse:

$$L = 17 \times 30 = 510 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse: $e_p = 15 \text{ cm.}$

Hauteur de l'étage: 3,06 m.

Hauteur de la contre marche:

$$h = \frac{306}{18} = 17 \text{ cm.}$$

$g = 30 \text{ cm}$ toute le long de la ligne de foulée.

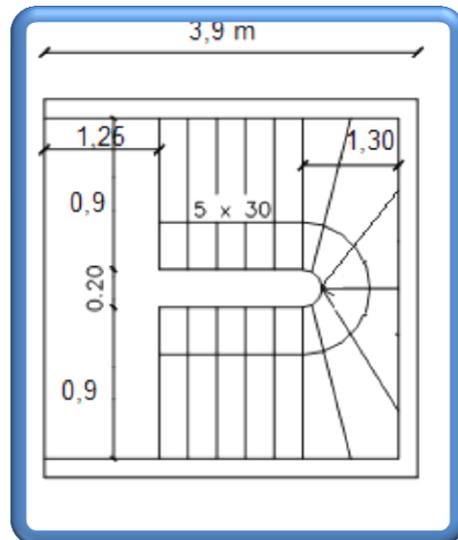


Figure III.25. Dimensions d'escalier à deux volets.

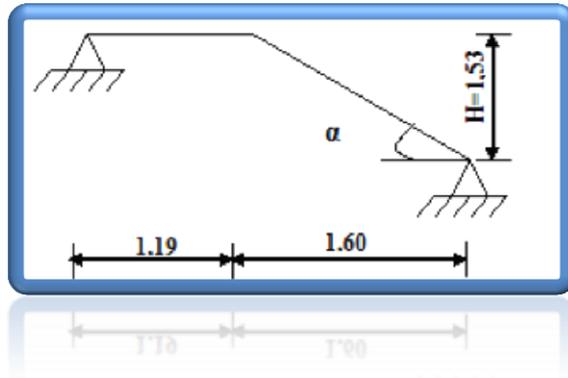


Figure III.26. Schéma statique d'escalier à deux volets.

III.3.3.1. Evaluation des charges et surcharges

1) La paillasse :

➤ Charge permanente :

Tableau III.11. Evaluation des charges permanentes de paillasse

Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,17}{\cos 43,72} \right)$	5,90 KN/m ²
Carrelage e=2cm , $\rho=22 \text{ KN /m}^3$	0,44 KN/m ²
Mortier de pose e=2cm, $\rho=20 \text{ KN /m}^3$	0,4 KN/m ²
Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2}$	2,125 KN/m ²
Garde-corps	1,00 KN/m ²
Enduit en plâtre e=2cm, $\rho=18 \text{ KN /m}^3$	0,36 KN/m ²
Total	G₁=10,46 KN/m²

Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- 2) Palier
 ➤ Charge permanent

Tableau III.12.Evaluation des charges permanentes de palier

Carrelage $e=2\text{cm}$, $\rho=22 \text{ KN /m}^3$	0,44 KN/m^2
Mortier de pose $e=2\text{cm}$, $\rho=20 \text{ KN /m}^3$	0,4 KN/m^2
Lit de sable $e=3\text{cm}$, $\rho=18 \text{ KN /m}^3$	0,54 KN/m^2
Dalle pleine $e=17\text{cm}$, $\rho=25 \text{ KN /m}^3$	4,25 KN/m^2
Enduit en plâtre $e=2\text{cm}$, $\rho=18 \text{ KN/m}^3$	0,36 KN/m^2
Total	$G_2=5,99 \text{ KN/m}^2$

- charge d'exploitation $Q_2= 2,5\text{KN/m}^2$

III.3.3.2.Combinaison des charges

Pour une bande de 1 m on a :

E.L.U

- 1) La paillasse

$$Pu_1 = 1,35G_1 + 1,5Q$$

$$\Rightarrow Pu_1 = 1,35 \times 10,46 + 1,5 \times 2,5 = 17,87 \text{ KN / m}$$

- 2) Le Palier

$$Pu_2 = 1,35G_2 + 1,5Q$$

$$\Rightarrow Pu_2 = 1,35 \times 5,99 + 1,5 \times 2,5 = 11,84 \text{ KN / m}$$

L'E.L.S

- 1) La paillasse

$$P_{s1}=G+Q=10,46+2,5=12,96\text{KN/m}$$

- 2) Le Palier

$$P_{s2}=G+Q=5,99+2,5= 8 ,49\text{KN/m}$$

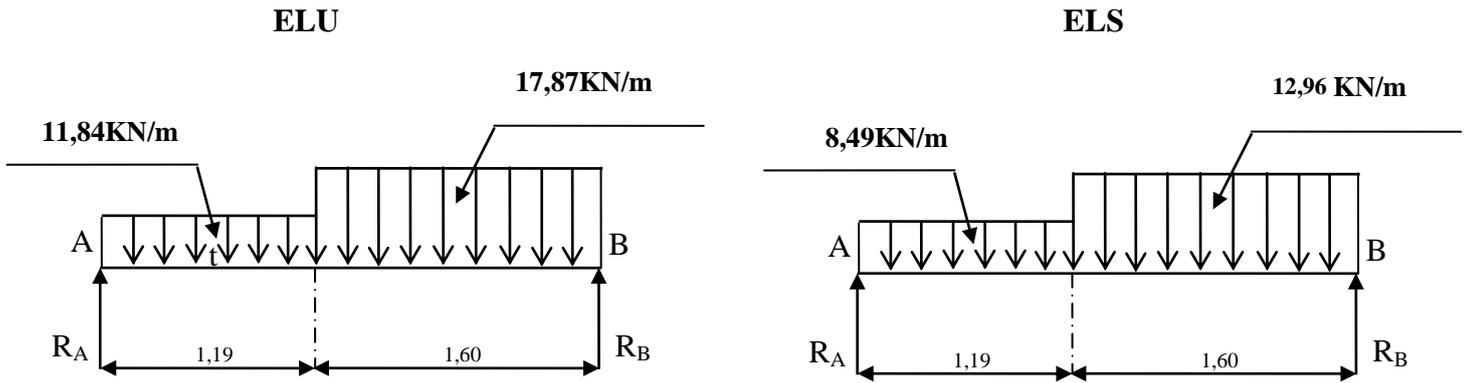


Figure III.27. Schéma RDM d'escalier de deux volées.

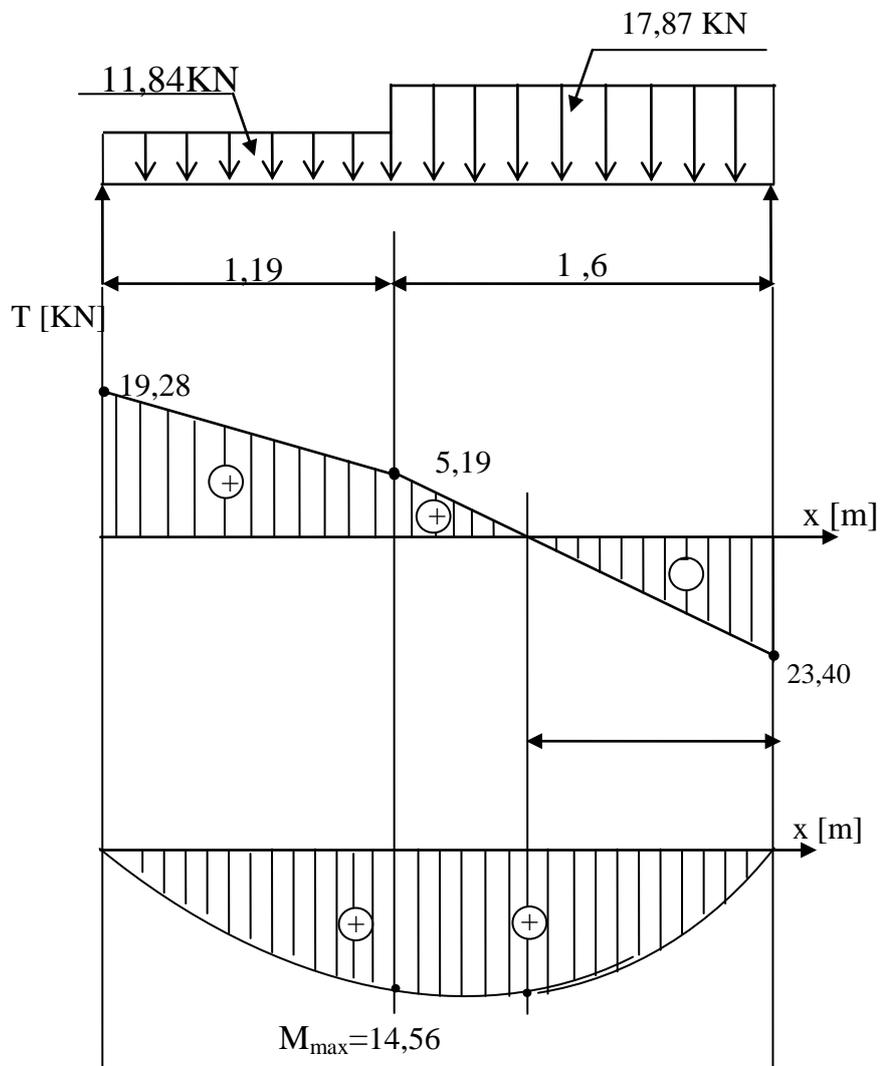


Figure III.28. Diagramme de L'effort tranchant et moment fléchissant ELU.

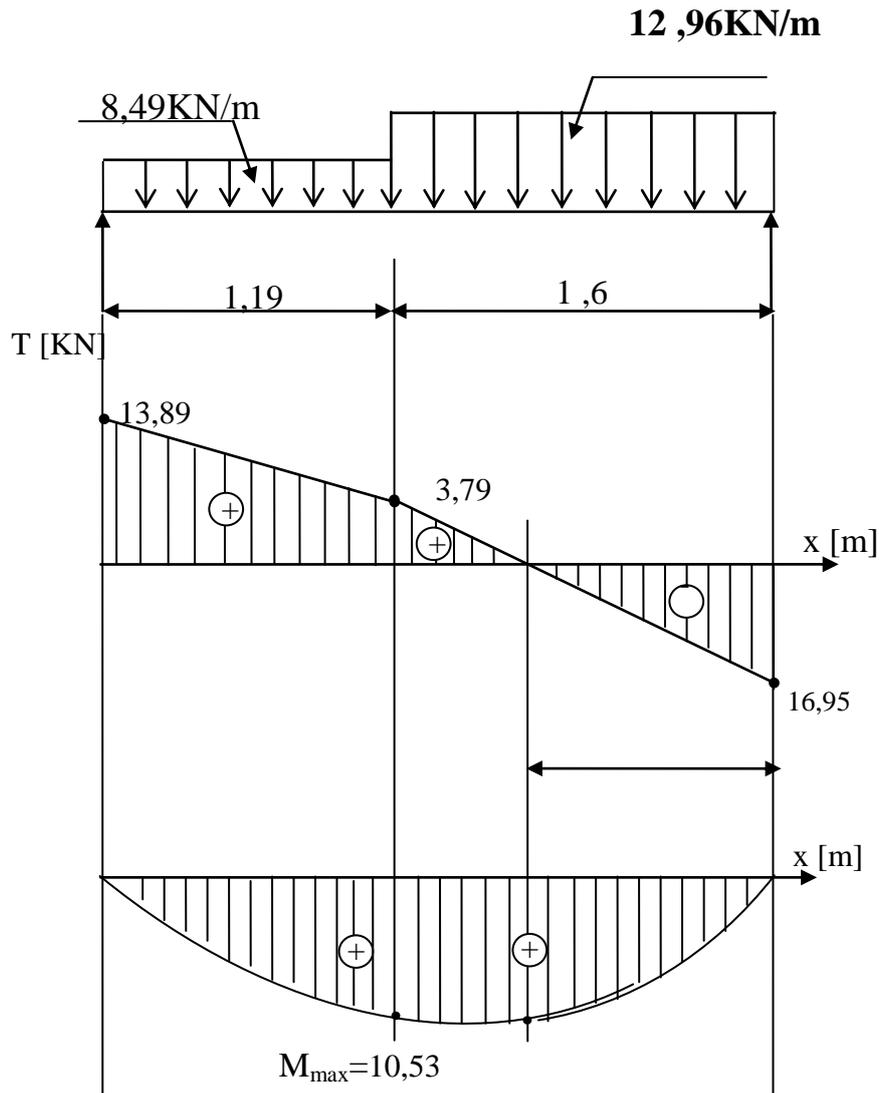


Figure III.29. Diagramme de L'effort tranchant et moment fléchissant ELS.

III.3.3.3. Calcul Des Armatures

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

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=17\text{cm}$

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

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

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

$$M_U^{\max} = 26,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_T = 0,85M_U^{\max} = 22,33\text{KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{\text{app}} = 0,5M_U^{\max} = 13,14 \text{ KN.m}$$

Tableau III.13: Ferrailage de l'escalier

	M_u (KN.m)	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	22,33	0,067	Oui	0	0,087	14,77	4,34	8T12	9,05
Appuis	13 ,14	0,040	Oui	0	0,051	14,99	2,52	4T12	4,52

Espacement :

En Travée : $esp \leq \frac{100}{8} = 12cm$ On Prend : Esp=12 cm

Sur Appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On Prend : Esp=25cm

Armature De Répartition :

En Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26cm^2 / ml \leq A_r \leq 4,53cm^2 / ml$

Le choix est de **8T8=4,02cm²** avec $S_r=12 cm$

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,26cm^2 / ml$

Le choix est de **4T8=2,01 cm²** avec $S_t=25cm$

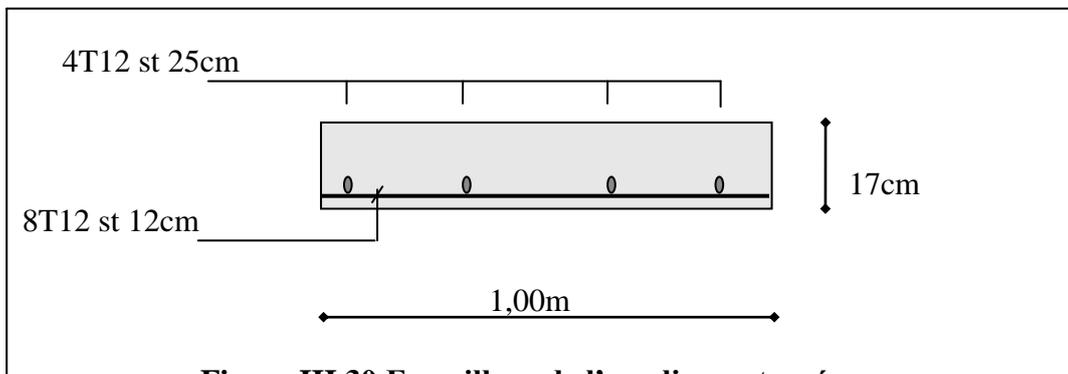


Figure III.30.Ferrailage de l'escalier en travée.

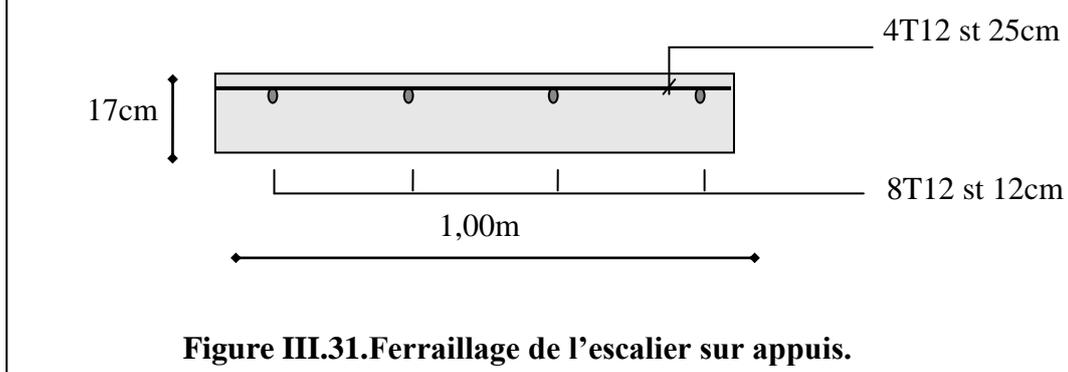


Figure III.31.Ferrailage de l'escalier sur appuis.

II.3.4. Vérification

a. Condition de non fragilité :

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

En travée : $A_s = 9,05cm^2 > A_s^{\min} = 1,85cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,85cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{28,26 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,185MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \text{vérifiée}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour

équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

$$\text{Si : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{il faut satisfaire la condition suivante : } A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 28,26 \cdot 10^3 - \frac{13,14 \times 10^6}{0,9 \times 153} = -67,16KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.5.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.

a. 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 :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=15,30cm ; b=100cm ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.14.Vérification à l'E.L.S

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	16,11	4,71	3,97	11154,96	5,73	Vérifiée
Appui	9,48	3,02	3,30	7721,1	4,05	Vérifiée

b. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{400} = 0,0425 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,71}{100 \times 15,30} = 0,003078 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0425 \leq 0,0377 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,85 \text{ cm} \end{cases} \quad L=4,25\text{m} < 5\text{m}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictifs.}$$

Avec :

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

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.15 .Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KN.m)	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)
16,11	4,71	0,00513	223,55	3,75	1,50	0,45	44208,52	18094,65	26393,15

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,5 \text{ cm} \\ f_v = 1,03 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,53 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,53 \text{ cm} < \bar{f} = 0,85 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

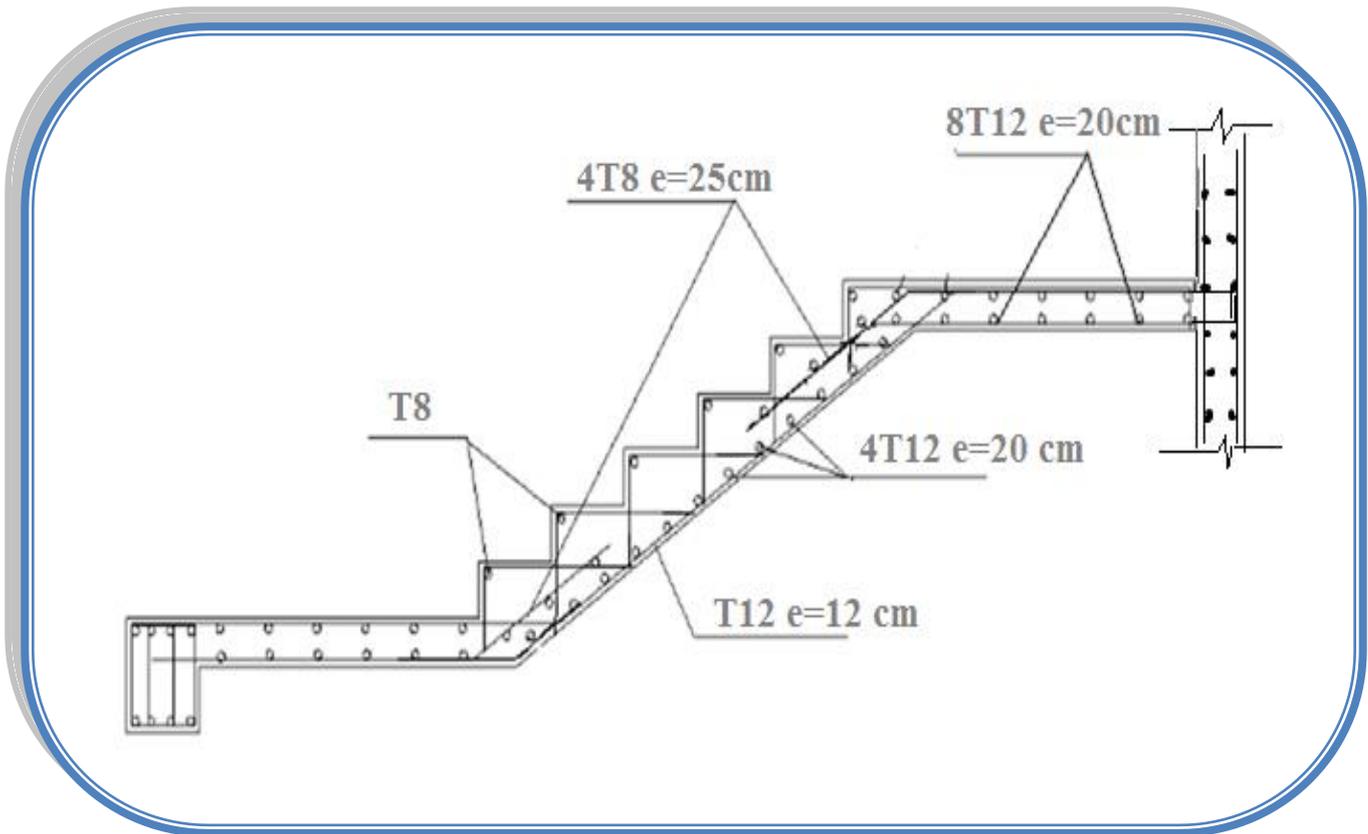


Figure III.32. Ferrailage des escaliers.

III.4. 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

III.4.1. Pré dimensionnement

Poutres palières sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifier selon le RAP 99 version 2003.

Selon le BAEL 91 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

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

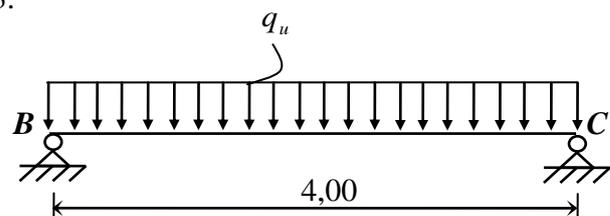


Figure III.33. Chargement de Poutre palière.

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,67 \leq h \leq 40\text{cm} \text{ on prend } h = 40\text{cm}$$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \text{ on prend } b=30\text{cm}$$

Selon le RPA99 version 2003

H= 40 et b = 30 tel que

$$h = 40 \geq 30 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$b = 30 \geq 20 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

Donc la section de b la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

III.4.2. Evaluation Des Charges

Tableau III.16 . Valeur de différent chargement de poutre palière

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	La charge (Kn/ml)
Poids propre de la poutre	25	0.3×0.4	3 ,00
Poids propre de la maçonnerie	-	-	1,66
G	-	-	4,66

Charges venants de l’escalier : $R_u = 20,381\text{kN/m}$; $R_s = 28,26085\text{KN/m}$.

➤ **Sollicitation :**

Combinaison de charge (ELU)	$Q_u = 1,35 \times 4,66 + 28,381$	34,67
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = q_u l^2 / 12$	46,22
Moment en travée (KN.m)	$M_t = q_u l^2 / 24$	23,11
Effort tranchant (KN)	$T = \frac{P_u \times L}{2}$	69,34

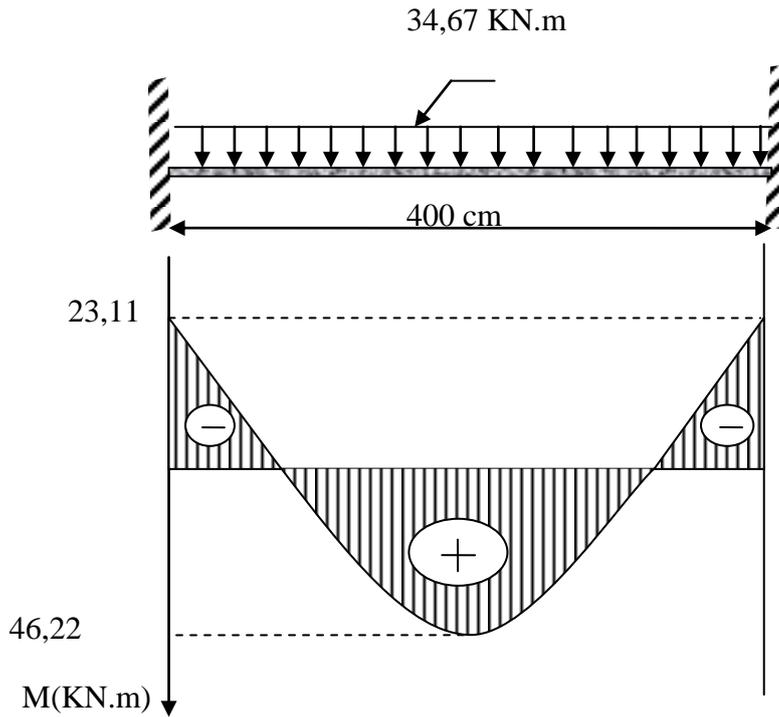


Figure III.34. Diagramme des moments de la poutre palière à ELU.

➤ Sollicitation :

Combinaison de charge (ELS)	$Q_s=4,66+28,26085$	32,92
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = q_s l^2 / 12$	43,89
Moment en travée (KN.m)	$M_t = q_s l^2 / 24$	21,95
Effort tranchant (KN)	$T = \frac{P_s \times L}{2}$	65,84

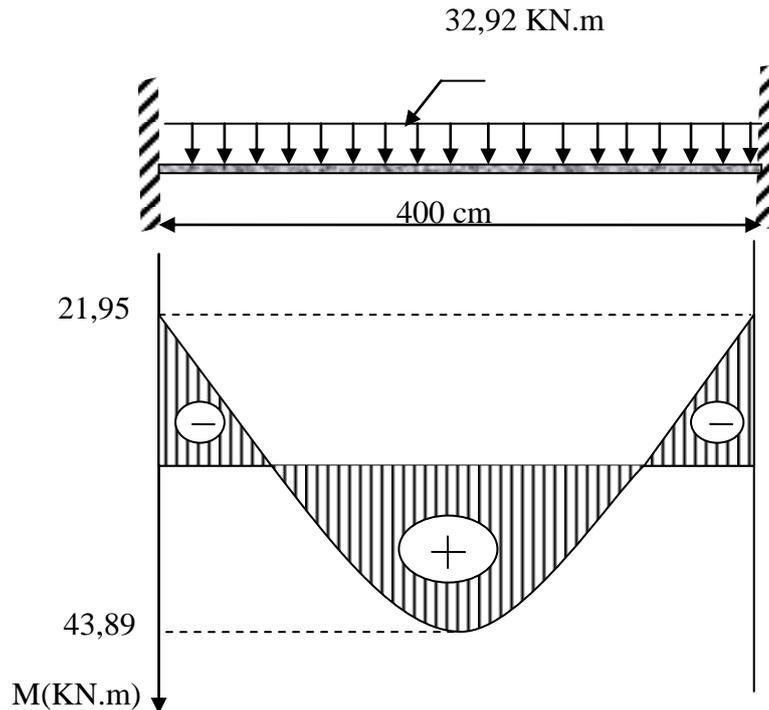


Figure III.35. Diagramme des moments de la poutre palière à ELS.

Donnés : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$, $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau III.17 . 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	23,11	25	400	2	0	1,85	3T12	3,39
Appui	46,22				0	3,70	6T12	7,86

III.4.3. Vérification

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}, 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 1,85 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,70 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

b. 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.

c. Vérification à l'E.L.S :**Tableau III .18. Vérification à l'E.L.S**

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Appui	43,89	3,41	9,51	44493,83	9,38	Vérifiée
Travée	21,95	1,65	6,93	24443,48	6,27	Vérifiée

d. Effort tranchant :

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

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

$$\tau_u = \frac{65,34 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,61\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,61 \leq \overline{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e. Vérification de la flèche :

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

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

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 30 \times 40^3 / 12 = 160000\text{cm}^4$$

P : 34,37 KN/ml

Donc on obtient : $f=0,45\text{cm}$

On doit également vérifier que :

$$f < \overline{f} = \frac{l}{500} = 0,8\text{cm}$$

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

➤ Calcul des armatures transversales

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{t \min} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{400}{20}, 12 \text{ mm} \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

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

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \cdot A_t = 4 \times 0,502 = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.4.4. Détermination Des Espacements

$$\frac{A_t}{s_t b} \geq \frac{\tau_u - 0,5}{0,8 f_e} \quad 2,01 \text{ cm}^2$$

On a $1,34 \times 10^{-3} > 33,44 \times 10^{-4}$ vérifié

-zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$ zone nodale : $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$

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

Pour un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$ et A_t

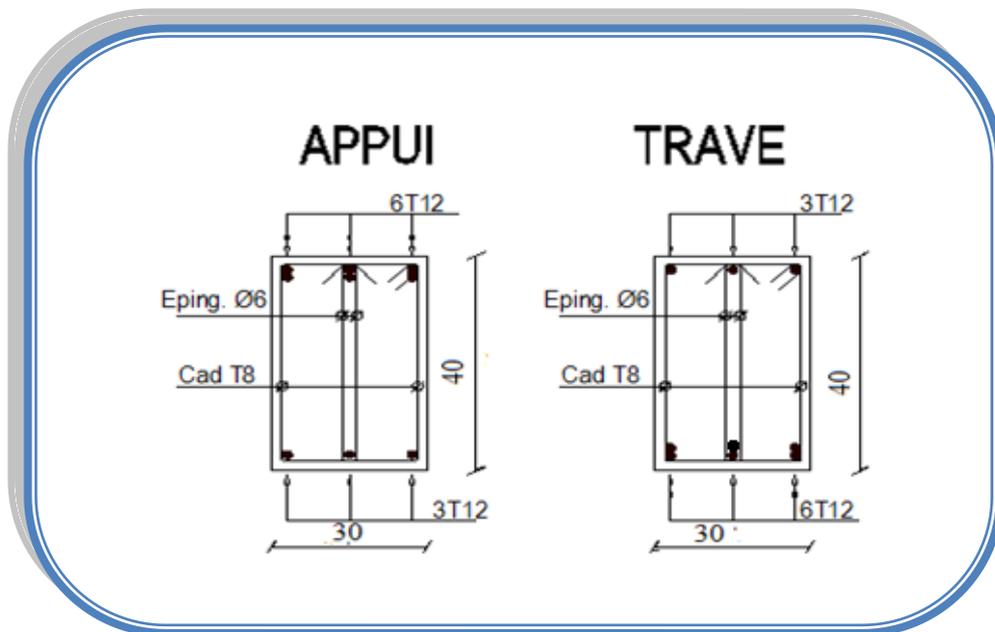


Figure III.36. Ferrailage de la poutre palière.

III.5. Les Balcons

III.5.1 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 dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

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

Calcul de l'épaisseur : $ep \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \Rightarrow ep = 15 \text{ cm}$

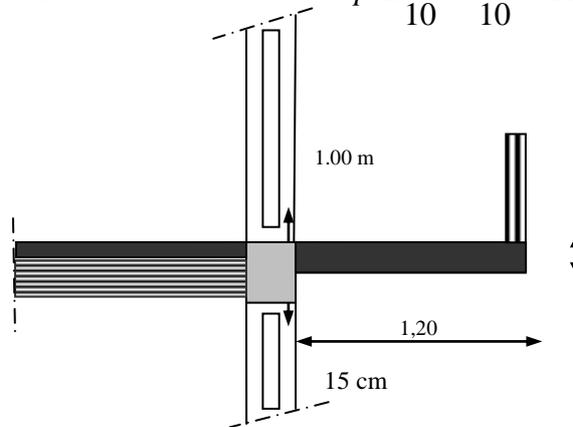


Figure III.37. Dimensions du balcon.

Rapport d'élanement

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{360} = 0,33 < 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

Calcul des charges sollicitant le balcon :

Charges permanentes $G=5,33\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation $Q=3,5\text{KN/m}^2$

Le calcul se fait pour une bande de 1m

a) Charge concentrer de garde-corps :

Tableau III.19. Charge concentrer de garde-corps

Poids du mur : brique creuses(e=10cm)	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{KN} / \text{m}^2$
Enduit de ciment (e=2x2cm)	$0,04 \times 18 = 0,72 \text{KN} / \text{m}^2$
Σ	$P=1,62 \text{KN/m}^2$

Dimensionnement :

• L : longueur totale du balcon $\Rightarrow L=3.90\text{m}$.

• l : largeur libre $\Rightarrow l=1.20\text{m}$.

$$h_0 = \left(\frac{L}{35}, \frac{L}{30} \right) \Rightarrow h_0 = (11.14\text{cm}, 13\text{cm}).$$

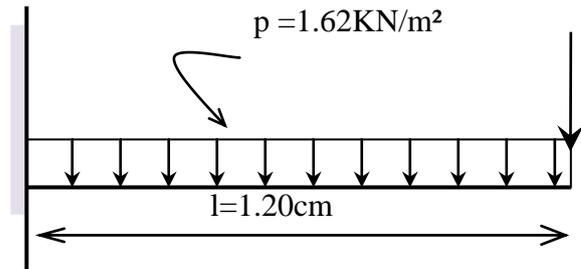


Figure III.38. Schéma statique d'un balcon.

Et on a d'après le pré dimensionnement des balcons : e = 15 cm.

Donc On prend $h_0 = 15\text{cm}$.

Pour la condition de la flèche nous avons :

$$h_0 > \frac{l}{20} \Rightarrow h_0 > 6\text{cm} \dots\dots\dots (C . v)$$

III.5.2.Evaluation des charges

a) Etat limite ultime ELU:

$$q_U = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_U = 12.45\text{KN} .$$

$$p_U = 1.35p \Rightarrow p_U = 2.19\text{KN} .$$

• Calcul du moment:

$$M_U = \frac{q_U \cdot L^2}{2} + p_U \times L = \frac{12,45 \times 1,20^2}{2} + 2,19 \times 1,20 = 11.59 \text{KN.m} .$$

b) Etat limite de service ELS:

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 8.83\text{KN} .$$

$$p_{ser} = p \Rightarrow p_{ser} = 1.62\text{KN} .$$

• Calcul du moment:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} + p_{ser} \times L = \frac{8.83 \times 1,20^2}{2} + 1,62 \times 1,20 = 8.301 \text{KN.m} .$$

III.5.3.Ferrailage :

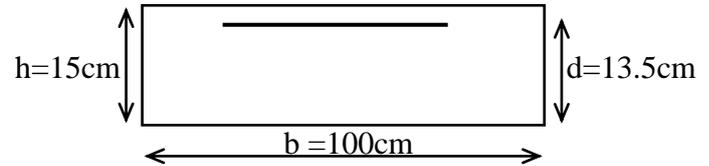
- Données :

$$h=15\text{cm}; \text{Enrobage } c'=c=1.5\text{cm.}$$

$$b = 100\text{cm}; d=0.9h=13.5\text{cm.}$$

$$\text{Acier: } Fe=400\text{MPa}, \sigma_s=348\text{MPa}, \eta=1.6.$$

$$\text{Béton : } \sigma_b=14.2\text{MPa}, fc_{28}=25\text{MPa}, ft_{28}=2.1\text{MPa.}$$



$$\mu_U = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \sigma_b} \Rightarrow \mu_U = 0.045.$$

Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$.

$$\mu_U = 0.045 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ Pivot A} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\% \\ \sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \end{cases}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}}{0.8} = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.056) = 13.20\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{11.59 \times 10^3}{13.20 \times 348} = 2.52\text{cm}^2$$

- Chaix de l'armature :**

$$\text{On a } A_s = 2.52\text{cm}^2.$$

$$\text{Donc on choisit une section } A_s = 3.93\text{cm}^2 \Rightarrow 5T10.$$

III.5.4.Vérification à L'ELS

Position de l'axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.93}{100} = 0.590\text{cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.590 \times 13.5 = 15.93\text{cm}^2$$

$$Y = -0.590 + \sqrt{0.590^2 + 15.93} = 3.44\text{cm}$$

$$Y = 3.44\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3.44)^3 + 15 \times 3.93 \times (13.5 - 3.44)^2$$

$$I = 7322.87 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{8.301 \times 10^3}{7322.87} = 1.13 \text{ Mpa / cm}$$

$$\sigma_b = K \cdot y = 1.13 \times 3.44 = 3.89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

D'après BAEL 99 page 133

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 15 \times 1.13(13.5 - 3.44) = 170.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170.52 \text{ MPa}$$

D'après BAEL 99

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

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

$$\overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.5.5. Vérification de la condition de non fragilité

Il faut que : $A_s \geq A_{\min}$

$$\Leftrightarrow A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}, d = 13.5 \text{ cm}, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, F_e = 400 \text{ MPa}$

$$\Leftrightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Leftrightarrow A_r = 0.98 \text{ cm}^2.$$

On adopte le ferrailage suivant : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 4T10$

• **Armatures de répartition**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 0.98 \leq A_r \leq 1.96 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8** = 2,01 cm² avec espacement de 25 cm.

III.5.6.Vérification du cisaillement

➤ Contrainte tangentielle conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \quad ; \quad v_u = 1.35v_G + 1.5v_Q$$

$$v_G = 5.33 \times 1 + 1.62 \Rightarrow v_G = 6.95 \text{ KN}$$

$$v_Q = 3.5 \times 1 \Rightarrow v_Q = 3.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow v_u = 14.63 \text{ KN} \quad \tau_u = 0.011 \text{ MPA}.$$

➤ **La contrainte tangente ultime :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c,d}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{OK.}$$

▪ **Dessin du ferrailage du balcon :**

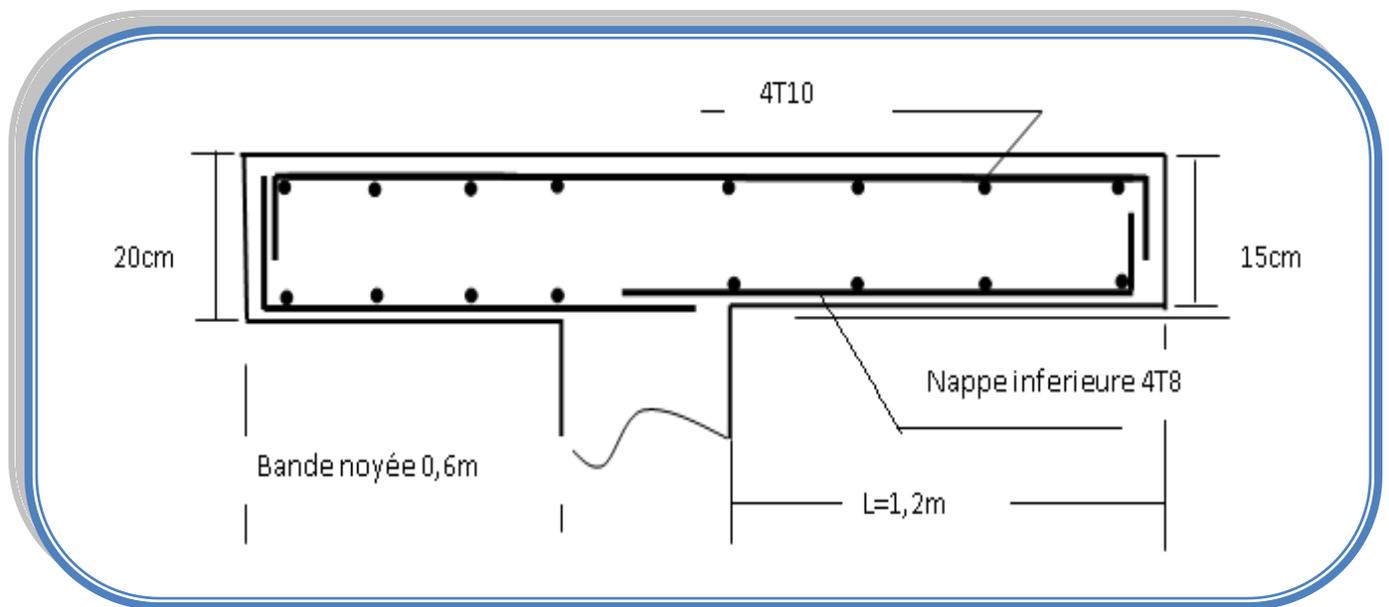


Figure III.39. Ferrailage des balcons.

CHAPITRE IV

**ETUDE DYNAMIQUE EN
ZONE SISMIQUE**

CHAPITRE IV :

Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées..

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

IV.2. Étude Dynamique

IV.2.1. Introduction

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

IV.2.2. Modélisation Mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement .

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristiques Dynamiques Propres

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

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

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

Avec : $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

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

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

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

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

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

Avec :

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

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

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

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

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

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

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

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nulle c'est à dire :

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

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

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

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

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

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

IV.3. Modélisation De La Structure

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

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **SAP2000 (version 14)**.

IV.3.1. Modélisation De La Rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds.
 - * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - * Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à plusieurs nœuds (rectangulaire) (4) nœuds.
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastés (6DDL bloqués).

IV.3.2. Modélisation De La Masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

IV.3.3. caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries....et).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

Remarque :

Il y a lieu de rappeler que le **SAP 2000** calcule et affiche automatiquement les deux (2) factures citées précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est réalisé par un diaphragme.

IV.4. Étude Sismique

IV.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **SAP2000** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.4.2. Choix De La Méthode De Calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA99 version 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent 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.

La méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

✓ **Analyse modale spectrale :**

❖ **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

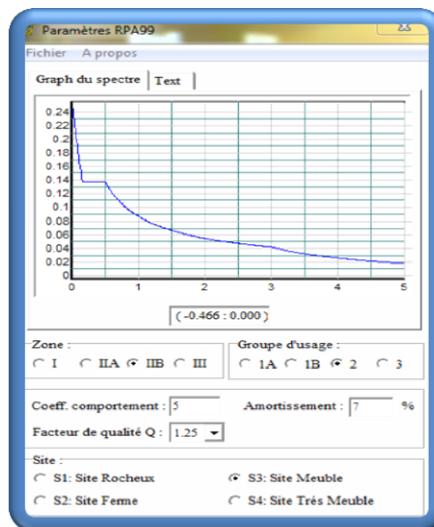


Figure IV.1. Spectre de réponse d'après RPA.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du " **groupe 2** " (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **AIN DAEFLA (ville)** (zone IIb).

Donc : $A=0,20$

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R= 5$ (Mixte portique/voiles avec interaction. catégorie 4.a).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,50 s$).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,25$).

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des n modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

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

IV.4.3. Résultante Des Forces Sismiques De Calcul

L'une des *I^{ères}* vérifications préconisées par le " **RPA99 version 2003** " est relative à la résultante des forces sismiques.

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

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

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

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : 2
A=0,20
 *zone sismique : **IIb** } **(RPA99/version 2003)**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) : (RPA99/version 2003)**

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

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

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

$$C_T = 0,05$$

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

$$\Rightarrow 28,56 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 20,70m \\ \Rightarrow D_y = 20,00m \end{cases}$$

Selon x-x :

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{28,56}{\sqrt{20,70}} = 0,56 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (28,56)^{3/4} = 0,62 \text{ sec} \end{cases}$$

⇒ sens (x-x) : $T_x = \min(0,56, 0,62) = 0,56 \text{ sec.}$

Selon y-y :

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{28,56}{\sqrt{20,00}} = 0,57 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (28,56)^{3/4} = 0,62 \text{ sec} \end{cases}$$

⇒ sens (y-y) : $T_y = \min(0,57; 0,62) = 0,57 \text{ sec.}$

Donc on prend :

$$\begin{cases} T_x = 0,56 \text{ sec} \\ T_y = 0,57 \text{ sec} \end{cases}$$

Sol meuble → **site3** $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{cases}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 < T_x < T_2 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \dots\dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{(RPA99/version 2003)}$$

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau 4.2] (RPA99/version 2003)

Pour notre cas on prend ξ = 7%

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,88$$

Alors :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_x < 3,0 \text{ sec} \\ Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,56} \right)^{2/3} = 2,04 \\ Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,57} \right)^{2/3} = 2,02 \end{cases}$$

➤ **coefficient de comportement :**

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (**Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.**)), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure mixte portiques/voiles avec interaction en béton armé (R=5). Mixte portiques/voiles avec interaction

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q [1]$$

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

Sa valeur est donné par le **tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV.1. Facteur de qualité

Critère q	observée (o/n)	$P_q // xx$	observée (o/n)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	00	Oui	00
Régularité en élévation	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0,1	Non	0,1

$$Q//xx=1+(0+0+0,05+0,05+0,05+0,1)=1,25$$

$$Q//yy=1+(0+0+0,05+0,05+0,05+0,1)=1,25$$

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [1]$$

Avec :

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

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

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

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

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**)

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV.2.Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique IIb	0,20
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles avec interaction.	5
Q	$1+\Sigma P_q$	1,25
ε	-	7%
η	$[(7/(2+\varepsilon))^{1/2} \geq 0,7$	0,88
T_1	Site 3	0,15 s
T_2	Site 3	0,50 s

On calcule les coefficients C_x, C_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} & \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} & \text{Suivant l'axe Y.} \end{cases}$$

Sachant que :

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = C_x \times W \\ V_y = C_y \times W \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = \frac{0,20 \times 2,04 \times 1,25}{5} = 0,102 & \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{0,20 \times 2,02 \times 1,25}{5} = 0,101 & \text{Suivant l'axe Y.} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = 0,102 \times W \\ V_y = 0,101 \times W \end{cases}$$

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

L'une des premières vérifications préconisée par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t}$$

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse sismique

A. Modèle initial:

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la figure IV.2.

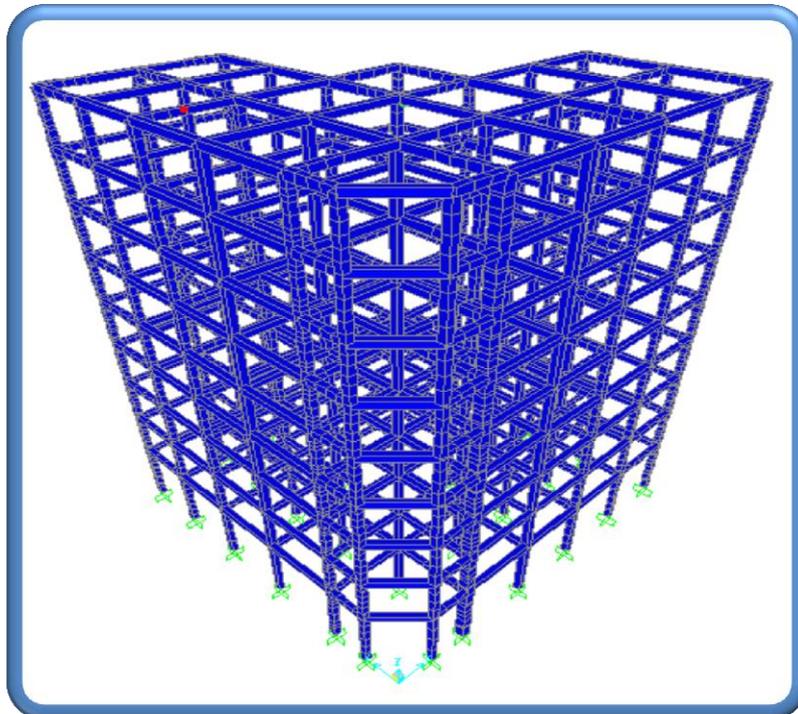


Figure IV.2. Modèle initial.

A.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.3.Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

NIV	Période	UX%	UY%	UZ%	SumUX%	SumUY%	SumUZ%
1	1.764521	82,5625	0,1747	0,00	82,5625	0,1747	0,00
2	1.623783	0,0109	77,4473	0,00	82,5734	77,622	0,00
3	1.402791	0,28281	8,5451	0,00	85,4015	86,1671	0,00
4	0.574169	9,0744	0,0183	0,00	94,4759	86,1854	0,00
5	0.530701	0,0064	8,3394	0,00	94,4823	94,5247	0,00
6	0.458671	0,3038	0,8501	0,00	94,7861	95,3749	0,00
7	0.326729	2,6852	0,00	0,00	97,4713	95,375	0,00
8	0.303438	0,0106	2,3202	0,00	97,4819	97,6951	0,00
9	0.263591	0,0904	0,2233	0,00	97,5723	97,9184	0,00
10	0.22136	0,119	0,00	0,00	98,6914	97,9185	0,00
11	0.207693	0,0071	0,9262	0,00	98,6985	98,8448	0,00
12	0.180305	0,0378	0,0752	0,00	98,7363	98,9199	0,00

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=1,76\text{sec}$.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème}.mode est un mode couplé.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

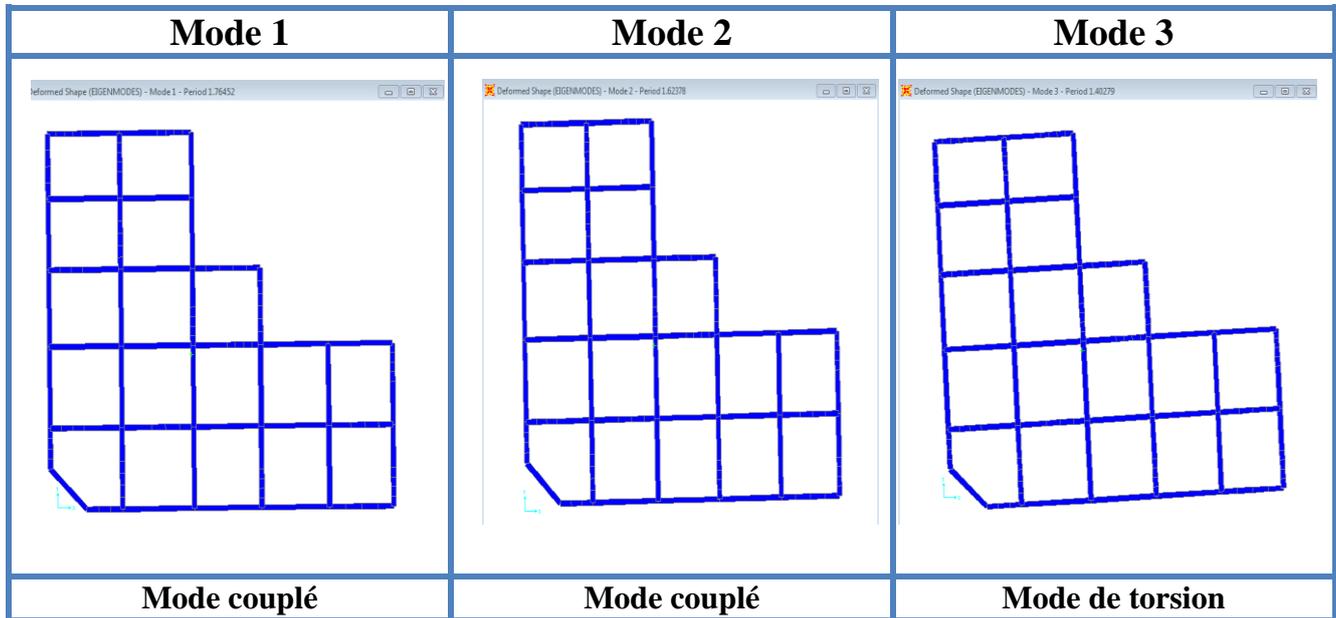
D'après le fichier des résultats de SAP 2000on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2752,783KN \\ F_2 = V_t^y = 2740,304KN \end{cases}$$

$$\text{Ona : } W = 27818,8KN \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} V^x = 2837,52KN \\ V^y = 2809,70KN \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} 0,8V^x = 2270KN \\ 0,8V^y = 2247,76KN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 2752,783KN \geq 0,8V^x = 2270KN \\ V_t^y = 2740,304KN \geq 0,8V^y = 2247,76KN \end{cases}$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens.



A.2.Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

- Déplacements inter étages du modèle initiale :

Tableau IV.4.Vérification des déplacements inter étages du modèle initial

Niv	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	R	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	Observation
8	131,03	113,23	5,00	655,3	566,15	22,65	19,7	30,60	Non vérifié
7	126,53	109,29	5,00	632,65	546,45	37,45	32,25	30,60	Non vérifié
6	119,04	102,84	5,00	595,2	514,2	51,85	44,35	30,60	Non vérifié
5	108,67	93,97	5,00	543,35	469,85	64,74	55,15	30,60	Non vérifié
4	95,72	82,94	5,00	478,6	414,7	76,2	64,65	30,60	Non vérifié
4	80,48	70,01	5,00	402,4	350,05	85,9	72,8	30,60	Non vérifié
2	63,30	55,45	5,00	316,5	277,25	95,25	79,4	30,60	Non vérifié
1	44,25	39,57	5,00	221,25	197,85	99,25	75,85	30,60	Non vérifié
RDC	24,4	24,4	5,00	122	122	122	122	40,80	Non vérifié

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure qui assure un bon comportement sismique.

Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faut déterminer, le nombre de voiles nécessaires à rajouter ainsi que leurs positions.

b)-Modèle 1 :

La disposition des voiles représentée sur la **figure IV.3** sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure

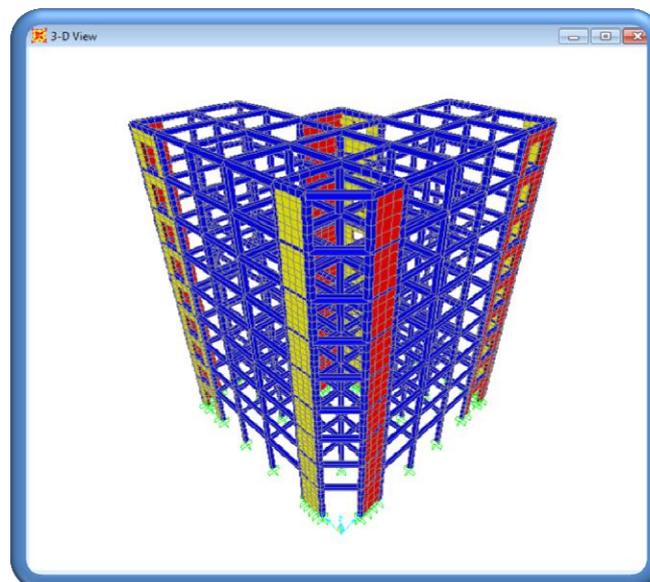


Figure IV.3.Modèle 1.

Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.5. Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1

NIV	Période	UX%	UY%	UZ%	SumUX%	SumUY%	SumUZ%
1	0.837936	34,7987	35,7187	0,00	34,7987	0.357187	0,00
2	0.752472	34,2652	32,6879	0,00	69,0639	0.684066	0,00
3	0.580937	1,2305	2,7419	0,00	70,2943	0.711485	0,00
4	0.200206	4,5873	12,8087	0,00	74,8816	0.839573	0,00
5	0.183501	13,0609	3,8092	0,00	87,9425	0.877665	0,00
6	0.142976	0,7472	0,8437	0,00	88,6897	0.886102	0,00
7	0.089929	0,3321	5,261	0,00	89,0218	0.938713	0,00
8	0.083474	5,2698	0,1801	0,00	94,2916	0.940514	0,00
9	0.065131	0,2799	0,178	0,00	94,5715	0.942294	0,00
10	0.055709	0,000029	2,5207	0,00	94,5715	0.967501	0,00
11	0.05488	0,0017	0,0393	0,00	94,5732	0.967893	0,00
12	0.052274	0,003	0,0012	0,00	94,5762	0.967894	0,00

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

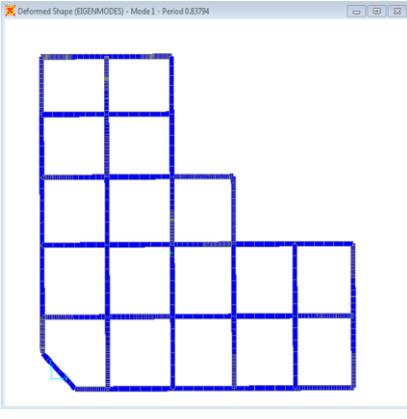
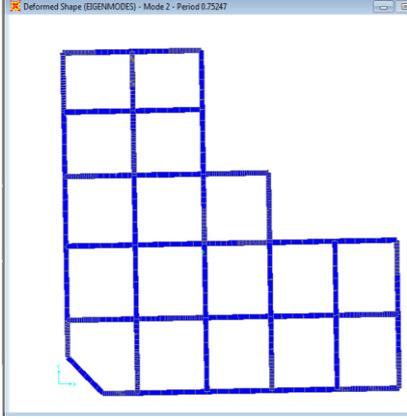
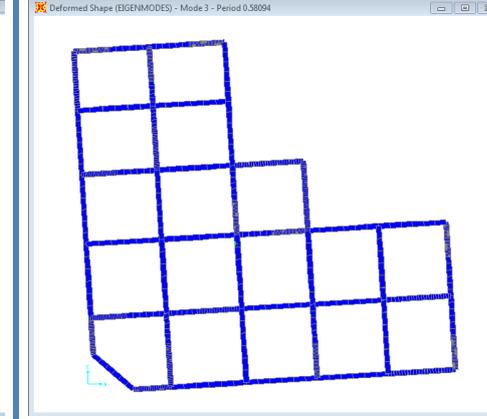
- Une période fondamentale : $T=0.83\text{sec}$,
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de SAP 2000 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 3228,548\text{KN} \\ F_2 = V_t^y = 3208,235\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } W = 29659 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} V_s^x = 3025,218\text{KN} \\ V_s^y = 2995,559\text{KN} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x = 2420,17\text{KN} \\ 0,8V^y = 2396,45\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 3228,548\text{KN} \geq 0,8V^x = 2420,17\text{KN} \dots\dots C.V \\ V_t^y = 3208,235\text{KN} \geq 0,8V^y = 2396,45\text{KN} \dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Mode 1	Mode 2	Mode 3
		
Mode de translation suivant X-X	Mode de translation suivant Y-Y	Mode de torsion

b.2.Déplacements inter étages de modèle 1 :

Tableau IV.6.Vérification des déplacements inter étages de modèle 1

Niv	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	R	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	Observation
8	30,1	26,51	5,00	150,05	132,55	18,25	14,9	30,60	Vérifié
7	26,36	23,53	5,00	131,8	117,65	19,00	17,65	30,60	Vérifié
6	22,56	20,34	5,00	112,8	101,7	19,60	15,95	30,60	Vérifié
5	18,64	16,99	5,00	93,20	84,95	19,70	17,25	30,60	Vérifié
4	14,70	13,54	5,00	73,50	67,7	21,75	17,15	30,60	Vérifié
3	10,35	10,11	5,00	51,75	50,55	25,50	16,40	30,60	Vérifié
2	7,25	6,82	5,00	26,25	34,15	5,80	14,75	30,60	Vérifié
1	4,09	3,88	5,00	20,45	19,4	12,35	11,70	40,80	Vérifié

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles.

c. Modèle finale :

La disposition des voiles représentée sur la figure.4.4 sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.

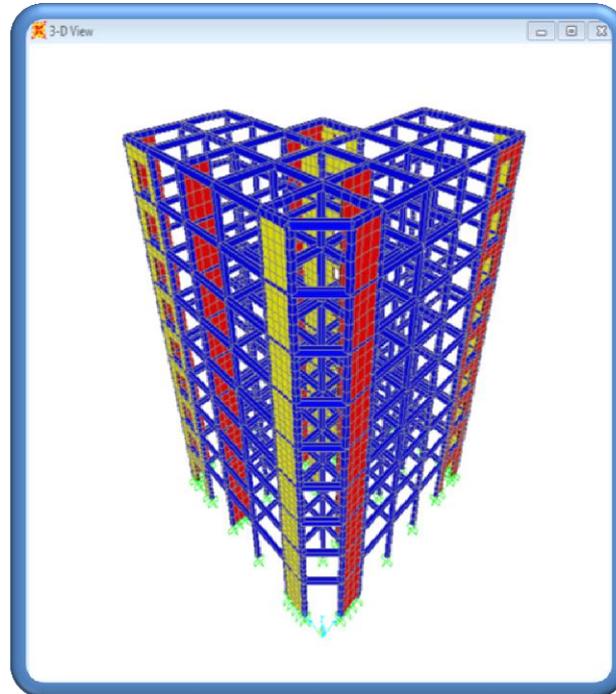


Figure IV.4. Modèle finale.

c.1. Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le **tableau IV.7**

Tableau IV.7. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale

NIV	Période	UX%	UY%	UZ%	SumUX%	SumUY%	SumUZ%
1	0.709326	68,9774	0,1106	0,00	68,9774	0,1106	0,00
2	0.654048	0,3299	64,9211	0,00	69,3073	65,0317	0,00
3	0.554145	0,7716	5,7709	0,00	70,0789	70,8025	0,00
4	0.17026	13,8148	2,632	0,00	83,8937	73,4345	0,00
5	0.159744	03,7876	12,6809	0,00	87,6812	86,1154	0,00
6	0.138032	0,2947	2,1615	0,00	87,9759	88,2768	0,00
7	0.077266	2,9774	2,2043	0,00	90,9533	90,4811	0,00
8	0.071132	2,8611	3,088	0,00	93,8143	93,5692	0,00
9	0.063848	0,1613	0,3298	0,00	93,9756	93,8989	0,00
10	0.048187	0,00	0,0058	0,00	93,9757	93,9047	0,00
11	0.04785	1,0728	1,3921	0,00	95,0485	95,2968	0,00
12	0.045311	0,00033	0,002	0,00	95,0519	95,2988	0,00

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

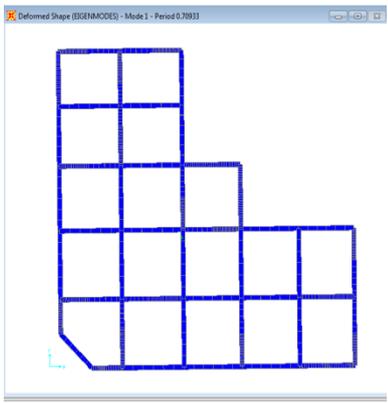
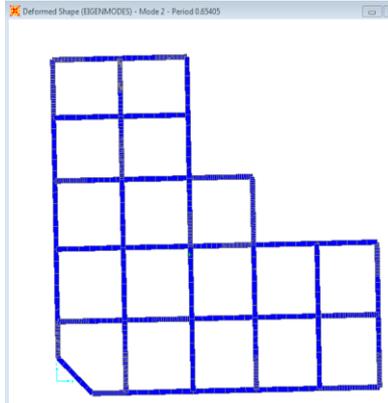
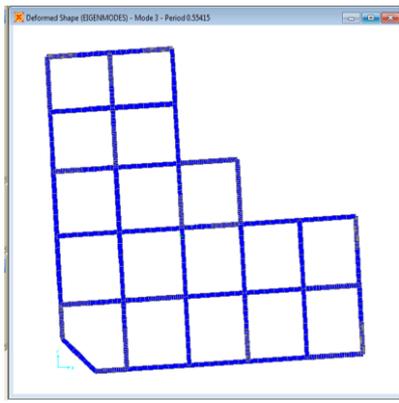
- Une période fondamentale : **T=0,709sec**,
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **7^{ème}** mode.
- Le **1^{er}** mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le **2^{ème}** mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le **3^{ème}** mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de SAP on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3217,7KN \\ F_2 = V_t^y = 3183,9KN \end{cases}$$

$$\text{Ona : } W = 31283,02KN \longrightarrow \begin{cases} V^x = 3190,87KN \\ V^y = 3159,59KN \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2552,69KN \\ 0,8V^y = 2527,67KN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3217,7KN \geq 0,8V^x = 2552,69KN \dots\dots(c.v) \\ V_t^y = 3183,9KN \geq 0,8V^y = 2527,67KN \dots\dots(c.v) \end{cases}$$

Mode 1	Mode 2	Mode 3
		
Mode de translation suivant X-X	Mode de translation suivant Y-Y	Mode de torsion

c.2.Déplacements inter étages du modèle final :

Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages du modèle final

Niv	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	R	$R \cdot \delta_{ex}$	$R \cdot \delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	observation
8 ^{ème}	27,5	23,90	5,00	137,5	119,5	24,50	13,50	30,60	Vérifié
7 ^{ème}	22,6	21,20	5,00	113	106	16,00	14,50	30,60	Vérifié
6 ^{ème}	19,4	18,30	5,00	97,00	91,50	16,60	15,20	30,60	Vérifié
5 ^{ème}	16,08	15,26	5,00	80,40	76,30	16,90	15,80	30,60	Vérifié
4 ^{ème}	12,70	12,10	5,00	63,5	60,50	17,5	15,50	30,60	Vérifié
3 ^{ème}	9,30	9,00	5,00	46,5	45,00	15,5	15,00	30,60	Vérifié
2 ^{ème}	6,20	6,00	5,00	31,00	30,00	13,50	13,00	30,60	Vérifié
1 ^{ère}	3,50	3,40	5,00	17,50	17,00	10,60	10,20	40,80	Vérifié

Remarque :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “RPA99 version 2003” donc la condition est vérifiée.

IV.6.Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de

calcul est limité par la condition suivante :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3$$

Les résultats trouvés récapitulés dans le tableau suivant

Tableau IV.9.Vérifications des Sollicitations normales modèle final

Poteaux	$N_d(KN)$	$H_{pot}(mm)$	$B_{pot}(mm)$	$B_c(mm^2)$	$F_{c28} MPa$	V	Vérification	observation
35×35	220,032	350	350	122500	25	0,0718	0,3	vérifier
35×35	271,966	350	350	122500	25	0,0888	0,3	vérifier
35×35	343,771	350	350	122500	25	0,112	0,3	vérifier
40×40	451,766	400	400	160000	25	0,0113	0,3	vérifier
40×40	563,317	400	400	160000	25	0,141	0,3	vérifier
40×40	679,413	400	400	160000	25	0,170	0,3	vérifier
45×45	801,677	450	450	202500	25	0,158	0,3	vérifier
45×45	970,31	450	450	202500	25	0,192	0,3	vérifier
50×50	1147,914	500	500	250000	25	0,184	0,3	vérifier

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

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

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

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

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

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

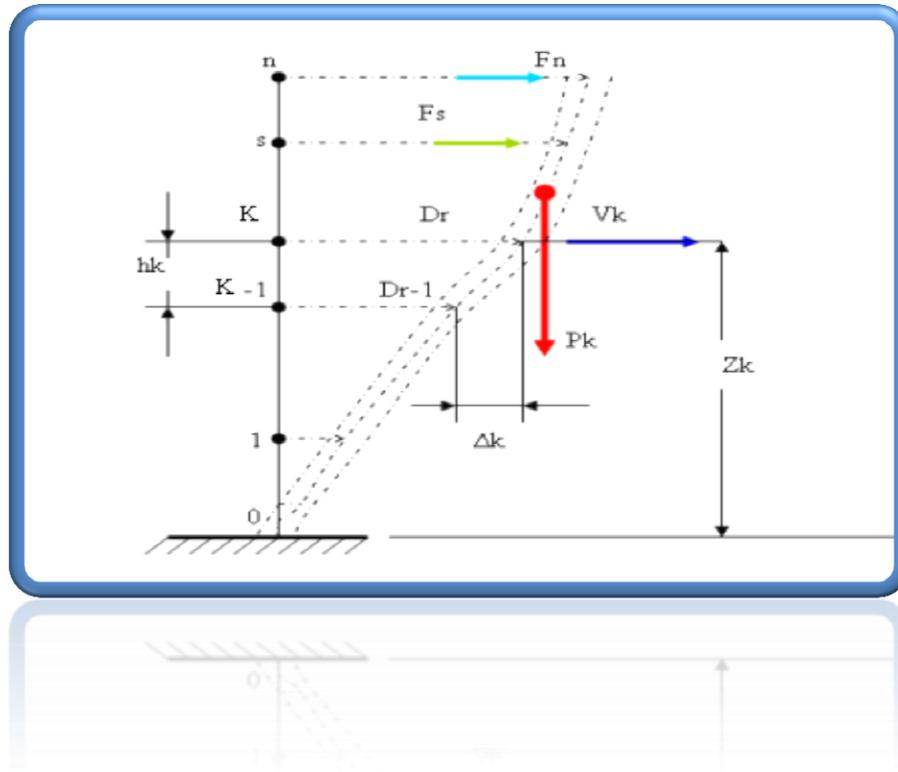


Figure IV.5. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau IV.10. Vérification l'effet p- Δ du modèle final

Niv	P(kn)	Vx(kn)	Vy(kn)	Δex (mm)	Δey (mm)	h(mm)	Θ_x	Θ_y	Observation
8 ^{ème}	3967,23	1001,61	1015,78	16,7	18,9	3060	0,022	0,024	vérifier
7 ^{ème}	7444,72	1761,54	1786,47	18,25	20,65	3060	0,025	0,028	vérifier
6 ^{ème}	10947,17	2418,44	2452,67	18,9	21,6	3060	0,028	0,032	vérifier
5 ^{ème}	14503,38	2975,29	3017,39	18,95	21,8	3060	0,030	0,034	vérifier
4 ^{ème}	18121,02	3429,70	3478,24	20,4	21,05	3060	0,035	0,036	vérifier
3 ^{ème}	21807,79	3778,61	3832,09	14,15	19	3060	0,027	0,035	vérifier
2 ^{ème}	25571,36	4018,22	4075,09	13,45	15,35	3060	0,028	0,031	vérifier
1 ^{ère}	29449,13	4145,00	4203,66	8,2	8,95	4080	0,014	0,015	vérifier

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

Remarque :

On remarque que les portiques reprennent plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Conclusion :

Etant donné que :

- les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE V :

Ferrailage des Eléments Structuraux

V.1. Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **Sap2000 v14** :

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

V.2. Ferrailage des poteaux

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

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

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

- 1- Section entièrement tendue SET.
- 2- Section entièrement comprimée SEC.
- 3- Section partiellement comprimée SPC.

a. Armatures longitudinales :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

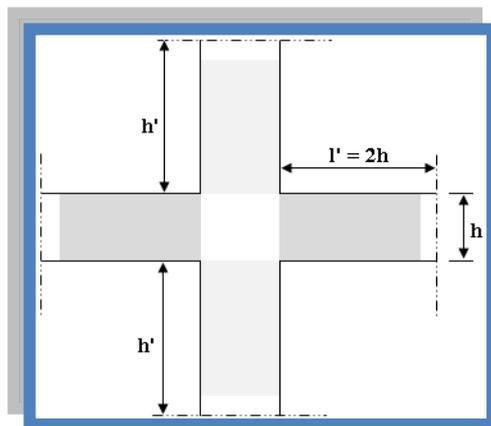
$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en **zone IIb par:**

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b \cdot h} \leq 3\% \text{ (Zone courante).}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b \cdot h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
 - La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
 - La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).
- ✓ Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

Figure V.1. Zone nodale.

b. Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

c. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon (CBA 93) :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale} \end{cases}$$

Selon BAEL 91 Modifié 99 :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

d. Élancement λ :

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_\ell \quad \emptyset_\ell : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

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

1. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

2. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.1. Combinaison d'action

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

Selon CBA 93 article B.8.2.1.1 :

a.1. ELU: Situation durable $1,35G+1,5Q$

a.2. ELS: Situation durable $G+Q$

Selon RPA 99 article 5.2:

Situation accidentelle..... $G+Q\pm E$

Avec: $0,8G\pm E$

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme

V.2.2. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

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

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

1. Situation durable :

- Combinaison ELU : $1,35G+1,5Q$

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.1.Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
8 ^{me}	35×35	-220	-7,84	SEC	0	0	11,025
7 ^{me}	35×35	-272	-6,45	SEC	0	0	11,025
6 ^{me}	35×35	-343,8	-0,142	SEC	0	0	11,025
5 ^{me}	40×40	-451,8	-0,159	SEC	0	0	14,4
4 ^{me}	40×40	563,3	-6,91	SEC	0	0	14,4
3 ^{me}	40×40	-679,4	-0,546	SEC	0	0	14,4
2 ^{me}	45×45	-801,1	-0,846	SEC	0	0	18,225
1 ^{er}	45×45	-929,6	-1,729	SEC	0	0	18,225
RDC	50×50	-1070,1	-0,7413	SEC	0	0	22,5

b. (M^{\max} , N^{corr}) :Tableau V.2. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35×35	40,9	110,8	SPC	0	2,39	11,025
7 ^{ème}	35×35	30,7	179,9	SPC	0	0,27	11,025
6 ^{ème}	35×35	30,3	233,8	SEC	0	0	11,025
5 ^{ème}	40×40	28,4	307	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	40×40	26,3	389,3	SEC	0	0	14,4
3 ^{ème}	40×40	23,6	482,8	SEC	0	0	14,4
2 ^{ème}	45×45	20,1	591,1	SEC	0	0	18,225
1 ^{er}	45×45	15,8	718,5	SEC	0	0	18,225
RDC	50×50	6,564	875,6	SEC	0	0	22,5

2. Situation accidentelle N° 01 :

- Combinaison : G + Q + E

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

Etage	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35×35	170,8	29,5	SPC	0	0,27	11,025
7 ^{ème}	35×35	219	27,5	SEC	0	0	11,025
6 ^{ème}	35×35	305,2	14,2	SEC	0	0	11,025
5 ^{ème}	40×40	404,9	15,2	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	40×40	507,5	30,6	SEC	0	0	14,4
3 ^{ème}	40×40	644,2	32,1	SEC	0	0	14,4
2 ^{ème}	45×45	801,8	31,2	SEC	0	0	18,225
1 ^{er}	45×45	970,3	28,8	SEC	0	0	18,225
RDC	50×50	1147,9	14,8	SEC	0	0	22,5

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau V.4. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Etage	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35×35	89,7	86,4	SPC	0	6,71	11,025
7 ^{ème}	35×35	76,5	127,4	SPC	0	4,97	11,025
6 ^{ème}	35×35	79,9	160,9	SPC	0	4,91	11,025
5 ^{ème}	40×40	80,8	209,4	SPC	0	3,26	14,4
4 ^{ème}	40×40	79,2	271,9	SPC	0	2,37	14,4
3 ^{ème}	40×40	74,3	346,5	SPC	0	1,08	14,4
2 ^{ème}	45×45	65	430,4	SEC	0	0	18,225
1 ^{ère}	45×45	53,1	518,9	SEC	0	0	18,225
RDC	50×50	20,2	1135,4	SEC	0	0	22,5

3. Situation accidentelle N° 02 :

- Combinaison : $0.8G \pm E$

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.5. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Etage	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35×35	124,4	31,1	SPC	0	0,9	11,025
7 ^{ème}	35×35	165,3	28,9	SPC	0	0,19	11,025
6 ^{ème}	35×35	238,8	15	SEC	0	0	11,025
5 ^{ème}	40×40	315,2	15,7	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	40×40	413,3	36,5	SEC	0	0	14,4
3 ^{ème}	40×40	533,3	37,3	SEC	0	0	14,4
2 ^{ème}	45×45	665	35,5	SEC	0	0	18,225
1 ^{ère}	45×45	802,7	32,1	SEC	0	0	18,225
RDC	50×50	941,1	15,4	SEC	0	0	22,5

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :Tableau V.6. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Etage	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35×35	88,2	57,9	SPC	0	6,9	11,025
7 ^{ème}	35×35	75	98,1	SPC	0	5,18	11,025
6 ^{ème}	35×35	78,5	130,4	SPC	0	5,13	11,025
5 ^{ème}	40×40	79,5	176,4	SPC	0	4,3	14,4
4 ^{ème}	40×40	78	235,5	SPC	0	3,37	14,4
3 ^{ème}	40×40	73,3	305,8	SPC	0	0,7	14,4
2 ^{ème}	45×45	64,2	384,8	SEC	0	0	18,225
1 ^{ère}	45×45	52,5	467,2	SEC	0	0	18,225
RDC	50×50	20,1	53,8	SPC	0	0,38	22,5

V.2.3. Choix des armatures

Le choix final est représenté dans le tableau suivant

Tableau V.7. Choix des armatures des poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{\max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{\max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{ème}	35×35	6,9	11,025	36,75	73,50	8T14	12,32
7 ^{ème}	35×35	5,18	11,025	36,75	73,50	8T14	12,32
6 ^{ème}	35×35	5,13	11,025	36,75	73,50	8T14	12,32
5 ^{ème}	40×40	4,3	14,4	48,00	96,00	4T16+4T14	17,76
4 ^{ème}	40×40	3,37	14,4	48,00	96,00	4T16+4T14	17,76
3 ^{ème}	40×40	1,08	14,4	48,00	96,00	4T16+4T14	17,76
2 ^{ème}	45×45	0	18,225	60,75	121,50	6T16+2T14	20,48
1 ^{ère}	45×45	0	18,225	60,75	121,50	6T16+2T14	20,48
RDC	50×50	0,38	22,5	75,00	150,00	4T16+8T14	23,92

Remarque :

A_s^{cal} : La section d'armatures calculée pour chaque face du poteau.

A_s^{min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau

A_s^{max} : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

V.2.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N_{ser}^{cor} ; M_{ser}^{max} :

Tableau V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm^2)	M_{ser} ($kN.m$)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	35×35	29,8	81,8	SEC	58,1	240	4,86	15	OK
7 ^{ème}	35×35	22,4	132,1	SEC	35,5	240	2,5	15	OK
6 ^{ème}	35×35	22	171,1	SEC	54,9	240	3,77	15	OK
5 ^{ème}	40×40	20,7	224,4	SEC	58,1	240	3,96	15	OK
4 ^{ème}	40×40	19,2	284,3	SEC	61,4	240	4,16	15	OK
3 ^{ème}	40×40	17,2	352,3	SEC	66,3	240	4,47	15	OK
2 ^{ème}	45×45	14,6	431,1	SEC	62,6	240	4,2	15	OK
1 ^{ère}	45×45	11,5	532,7	SEC	60,4	240	4,05	15	OK
RDC	50×50	4,78	638	SEC	55,9	240	3,8	15	OK

b. M_{cor}^{ser} ; N_{max}^{ser} :

Tableau V.9 .Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Sections (cm ²)	N_{ser} (kNm)	M_{ser} (kN)	Sollicit	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obsr
8 ^{ème}	35×35	161	5,74	SEC	86	240	7,76	15	OK
7 ^{ème}	35×35	199,5	4,72	SEC	110	240	9,62	15	OK
6 ^{ème}	35×35	252,4	0,169	SEC	87,5	240	6,78	15	OK
5 ^{ème}	40×40	331,4	0,179	SEC	86,8	240	6,44	15	OK
4 ^{ème}	40×40	334,4	5,02	SEC	71,1	240	5,08	15	OK
3 ^{ème}	40×40	497,9	0,454	SEC	66,5	240	4,67	15	OK
2 ^{ème}	45×45	586,8	0,665	SEC	59,4	240	4,12	15	OK
1 ^{ère}	45×45	680,7	1,31	SEC	55,8	240	3,83	15	OK
RDC	50×50	783,6	0,5521	SEC	49,9	240	3,39	15	OK

V.2.5.Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

V.2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

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

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 : Contrainte de cisaillement.

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

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

* Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Où ρ_d est égale à 0,075 si l'élancement géométrique λ , dans la direction considérée, est supérieure ou égale à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

$$\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	35×35	55,4	0,58	21,21	0,075	1,875	3,75	OK
7 ^{ème}	35×35	50,6	0,53	21,21	0,075	1,875	3,75	OK
6 ^{ème}	35×35	54,8	0,57	21,21	0,075	1,875	3,75	OK
5 ^{ème}	40×40	57,5	0,52	18,55	0,075	1,875	3,75	OK
4 ^{ème}	40×40	58,4	0,53	18,55	0,075	1,875	3,75	OK
3 ^{ème}	40×40	56,8	0,51	18,55	0,075	1,875	3,75	OK
2 ^{ème}	45×45	51,7	0,42	16,48	0,075	1,875	3,75	OK
1 ^{er}	45×45	43	0,35	16,48	0,075	1,875	3,75	OK
RDC	50×50	12,1	0,087	19,79	0,075	1,875	3,75	OK

V.2.5.2. Ferrailage transversal des poteaux

- Selon le **RPA99 version 2003 : Article 7.4.2.2**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon [2] :

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : 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 : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

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

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

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

Tableau V.11. Espacements maximales selon RPA99

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
8ème	35×35	8T14	14	10	15
7ème	35×35	8T14	14	10	15
6ème	35×35	8T14	14	10	15
5ème	40×40	4T16+4T14	14	10	15
4ème	40×40	4T16+4T14	14	10	15
3ème	40×40	4T16+4T14	14	10	15
2ème	45×45	6T16+2T14	14	10	15
1 ^{er}	45×45	6T16+2T14	14	10	15
RDC	50×50	4T16+8T14	14	10	15

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

Tableau V.12. Choix des armatures transversales pour les poteaux

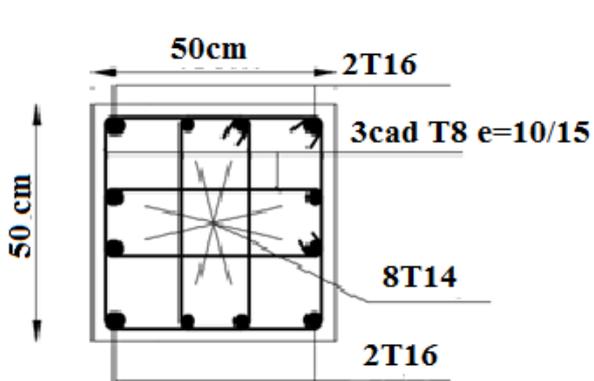
Etage Section (cm ²)	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
8eme	35×35	2,142	6,12	2,5	55,4	N	10	0,98	4T8	2,01
						C	15	1,48	4T8	2,01
7 ^{ème}	35×35	2,142	6,12	2,5	50,6	N	10	0,90	4T8	2,01
						C	15	1,36	4T8	2,01
6 ^{ème}	35×35	2,142	6,12	2,5	54,8	N	10	0,97	4T8	2,01
						C	15	1,47	4T8	2,01
5 ^{ème}	40×40	2,142	5,355	2,5	57,5	N	10	0,89	4T8	2,01
						C	15	1,35	4T8	2,01
4 ^{ème}	40×40	2,142	5,335	2,5	58,4	N	10	0,91	4T8	2,01
						C	15	1,37	4T8	2,01
3 ^{ème}	40×40	2,142	5,335	2,5	56,8	N	10	0,88	4T8	2,01
						C	15	1,33	4T8	2,01
2 ^{ème}	45×45	2,142	4,76	3,75	51,7	N	10	1,08	4T8	2,01
						C	15	1,62	4T8	2,01
1 ^{er}	45×45	2,142	4,76	3,75	43	N	10	0,89	4T8	2,01
						C	15	1,34	4T8	2,01
RDC	50×50	2,856	5,712	3,75	12,1	N	10	0,23	4T8	2,01
						C	15	0,34	4T8	2,01

V.2.6. Longueur de recouvrement

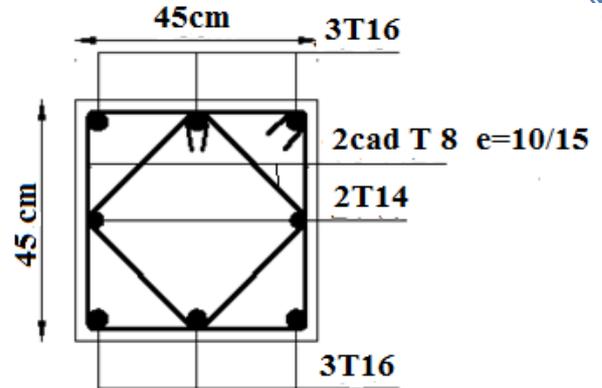
La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone IIb, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.13. la longueur de recouvrement

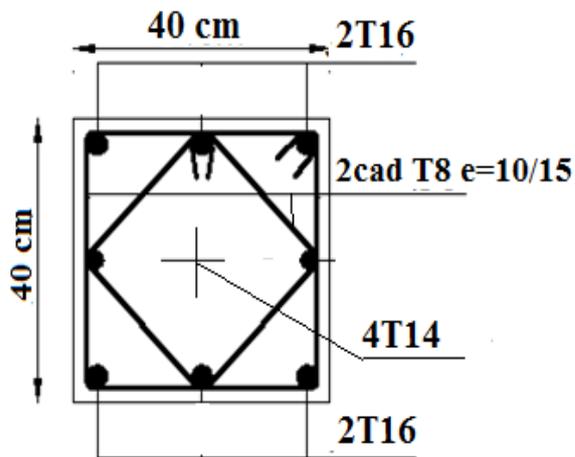
Les barres	T14	T16
Le choix (mm)	700	800



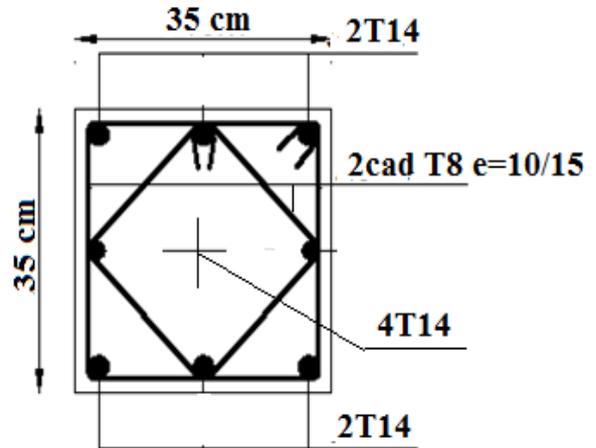
Poteau RDC 50x50



poteau 1^{er} et 2^{ème} étage 45x45



poteau 3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étage 40x40



poteau 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étage 35x35

Figure V.2. Ferrailage des poteaux.

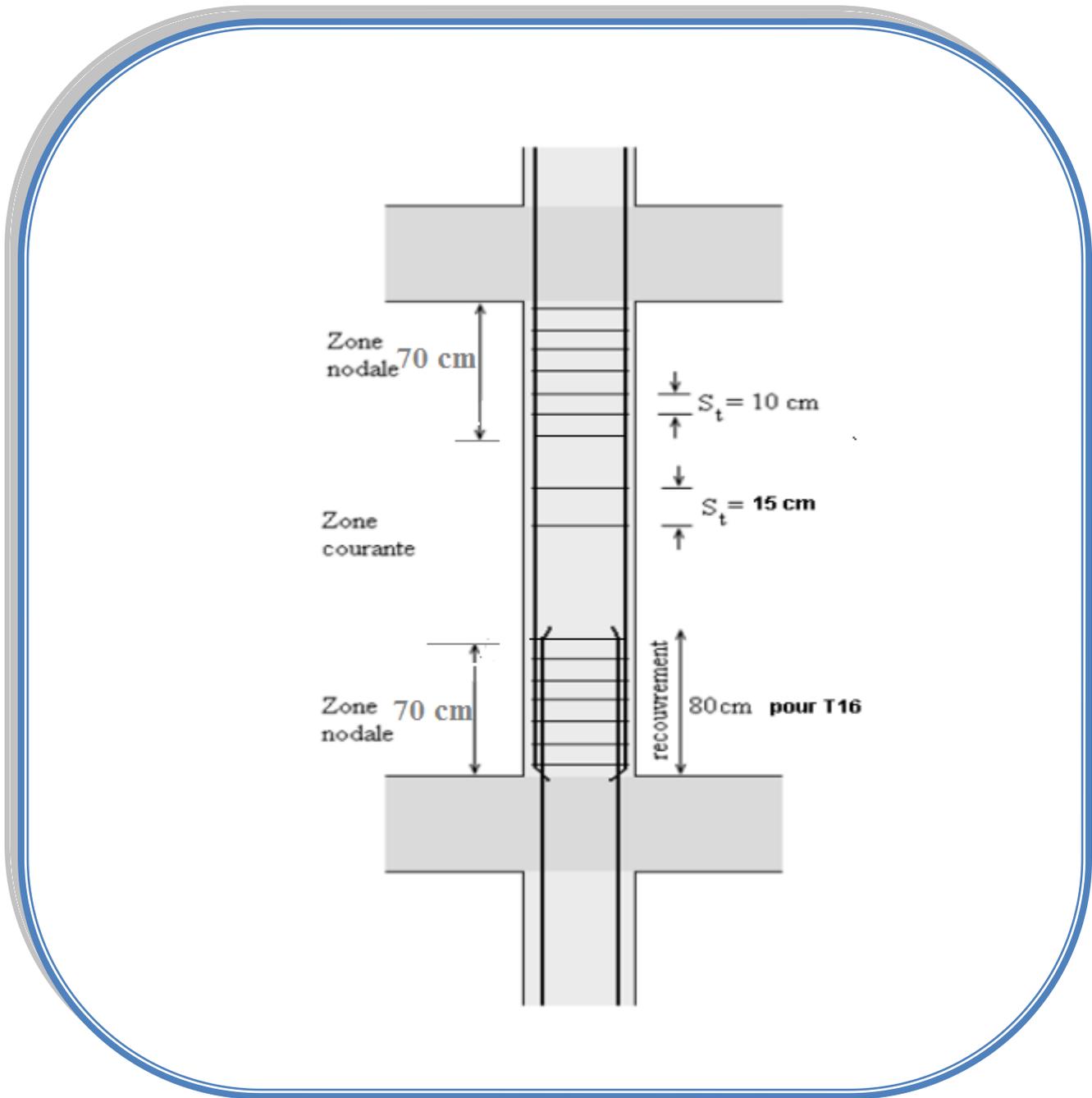


Figure V.3. Disposition constructives.

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1.Introduction

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

V.3.2.Les combinaisons de charges

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93** ":
- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** ":
- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.3.Recommandations des règlements

Selon RPA99 version 2003 article 7.5.2.1

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (**zone IIb**).
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St .b$

B: longueur de la poutre.

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

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

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

✓ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400; $\sigma_s = 348$ MPa.

✓ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,00$; FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.4.Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.3.4.1.Sens porteur

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.14.Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×40	Travée	45,6	3,65	0	6,00
		Appui	107,7	8,68	0	6,00
7 ^{ème}	30×40	Travée	24,5	1,95	0	6,00
		Appui	94,4	7,6	0	6,00
6 ^{ème}	30×40	Travée	24,5	1,95	0	6,00
		Appui	92	7,41	0	6,00
5 ^{ème}	30×40	Travée	24,5	1,95	0	6,00
		Appui	88,8	7,15	0	6,00
4 ^{ème}	30×40	Travée	24,5	1,95	0	6,00
		Appui	84,8	6,82	0	6,00
3 ^{ème}	30×40	Travée	31,9	2,55	0	6,00
		Appui	81,2	6,53	0	6,00
2 ^{ème}	30×40	Travée	31,6	2,52	0	6,00
		Appui	77	6,18	0	6,00
1 ^{ère}	30×40	Travée	31,2	2,49	0	6,00
		Appui	71,8	5,76	0	6,00
RDC	30×40	Travée	35,3	2,82	0	6,00
		Appui	66	5,30	0	6,00

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau V.15. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{eme}	30×40	Travée	24,7	1,97	0	6,00
		Appui	142,6	11,53	0	6,00
7 ^{eme}	30×40	Travée	17,3	1,38	0	6,00
		Appui	140,8	11,38	0	6,00
6 ^{eme}	30×40	Travée	16,8	1,34	0	6,00
		Appui	140,8	11,32	0	6,00
5 ^{eme}	30×40	Travée	16,5	1,34	0	6,00
		Appui	139,7	11,29	0	6,00
4 ^{eme}	30×40	Travée	16,5	1,32	0	6,00
		Appui	139,7	11,29	0	6,00
3 ^{eme}	30×40	Travée	21,6	1,72	0	6,00
		Appui	143,4	11,59	0	6,00
2 ^{eme}	30×40	Travée	20,3	1,62	0	6,00
		Appui	136	10,99	0	6,00
1 ^{er}	30×40	Travée	17,3	1,38	0	6,00
		Appui	118,8	9,58	0	6,00
RDC	30×40	Travée	15,1	1,21	0	6,00
		Appui	86,6	6,96	0	6,00

c. Situation accidentelle N° 02 : 0.8G±E

Tableau V.16.Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{eme}	30×40	Travée	15	1,20	0	6,00
		Appui	119,9	9,67	0	6,00
7 ^{ème}	30×40	Travée	10,4	0,83	0	6,00
		Appui	121,7	9,82	0	6,00
6 ^{ème}	30×40	Travée	20	1,60	0	6,00
		Appui	128,8	10,40	0	6,00
5 ^{ème}	30×40	Travée	21,3	1,70	0	6,00
		Appui	137,1	11,08	0	6,00
4 ^{ème}	30×40	Travée	9,78	0,78	0	6,00
		Appui	127,9	10,33	0	6,00
3 ^{ème}	30×40	Travée	21,9	1,75	0	6,00
		Appui	141,7	11,45	0	6,00
2 ^{ème}	30×40	Travée	20,6	1,65	0	6,00
		Appui	143,4	11,59	0	6,00
1 ^{er}	30×40	Travée	17,5	1,40	0	6,00
		Appui	117,5	9,48	0	6,00
RDC	30×40	Travée	15,3	1,22	0	6,00
		Appui	85,6	6,88	0	6,00

V.3.4.2.Sens non porteur

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.17. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{eme}	30×40	Travée	2,27	0,18	0	6,00
		appui	69	5,54	0	6,00
7 ^{eme}	30×40	Travée	0,55	0,043	0	6,00
		Appui	82,2	6,61	0	6,00
6 ^{eme}	30×40	Travée	0,083	0,0066	0	6,00
		Appui	78	6,27	0	6,00
5 ^{eme}	30×40	Travée	0,0081	0,00064	0	6,00
		Appui	73,7	5,92	0	6,00
4 ^{eme}	30×40	Travée	0,021	0,0017	0	6,00
		Appui	68,5	5,50	0	6,00
3 ^{eme}	30×40	Travée	0,037	0,0029	0	6,00
		Appui	62	4,97	0	6,00
2 ^{eme}	30×40	Travée	0,073	0,0058	0	6,00
		Appui	53,4	3,38	0	6,00
1 ^{er}	30×40	Travée	0,064	0,0051	0	6,00
		Appui	42,2	4,28	0	6,00
RDC	30×40	Travée	0,85	0,067	0	6,00
		Appui	27,2	2,17	0	6,00

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau V.18.Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×40	Travée	10,6	0,85	0	6,00
		appui	91,3	7,53	0	6,00
7 ^{ème}	30×40	Travée	5,99	0,48	0	6,00
		Appui	110,7	8,93	0	6,00
6 ^{ème}	30×40	Travée	7,23	0,58	0	6,00
		Appui	112,3	9,06	0	6,00
5 ^{ème}	30×40	Travée	7,68	0,61	0	6,00
		Appui	115,9	9,35	0	6,00
4 ^{ème}	30×40	Travée	7,53	0,60	0	6,00
		Appui	118,4	9,55	0	6,00
3 ^{ème}	30×40	Travée	7,10	0,57	0	6,00
		Appui	117,2	9,46	0	6,00
2 ^{ème}	30×40	Travée	6,37	0,51	0	6,00
		Appui	110,7	8,93	0	6,00
1 ^{èr}	30×40	Travée	5,09	0,41	0	6,00
		Appui	96,5	7,77	0	6,00
RDC	30×40	Travée	5,70	0,46	0	6,00
		Appui	70,9	5,69	0	6,00

c. Situation accidentelle N° 01 : 0.8G±E

Tableau V.19. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×40	Travée	11,1	0,89	0	6,00
		Appui	90,3	7,27	0	6,00
7 ^{ème}	30×40	Travée	6,43	0,51	0	6,00
		Appui	110,8	8,93	0	6,00
6 ^{ème}	30×40	Travée	7,64	0,61	0	6,00
		Appui	112,9	9,11	0	6,00
5 ^{ème}	30×40	Travée	7,93	0,63	0	6,00
		Appui	115,2	9,29	0	6,00
4 ^{ème}	30×40	Travée	7,53	0,60	0	6,00
		Appui	118,4	9,55	0	6,00
3 ^{ème}	30×40	Travée	7,49	0,59	0	6,00
		Appui	97	7,81	0	6,00
2 ^{ème}	30×40	Travée	7,22	0,58	0	6,00
		Appui	100,8	8,12	0	6,00
1 ^{er}	30×40	Travée	5,15	0,41	0	6,00
		Appui	85,8	6,90	0	6,00
RDC	30×40	Travée	5,55	0,44	0	6,00
		Appui	63,9	5,13	0	6,00

V.3.5.Choix des armatures

V.3.5.1.Sens porteur

Tableau V.20.Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZC)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	3,66	6T16+3T14	22,02
		Appui	48			11,53	6T16+3T16	26,1
7 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	1,96	6T16+3T14	22,02
		Appui				11,38	6T16+3T16	26,1
6 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	1,96	6T16+3T14	22,02
		Appui				11,38	6T16+3T16	26,1
5 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	1,96	6T14+3T12	12,63
		Appui				11,29	6T14+3T14	13,86
4 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	1,96	6T14+3T12	12,63
		Appui				11,29	6T14+3T14	13,86
3 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	2,55	6T14+3T12	12,63
		Appui				11,60	6T14+3T14	13,86
2 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	2,53	6T14+3T12	12,63
		Appui				11,60	6T14+3T14	13,86
1 ^{er}	30×40	Travée	48	72	6	2,49	3T14+3T14	12,32
		Appui				9,58	6T14+2T12	11,3
RDC	30×40	Travée	48	72	6	2,83	5T14+3T14	12,32
		Appui				6,96	6T14+2T12	11,3

V.3.5.2.Sens non porteur

Tableau V.21.Choix des armatures pour les poutres secondaires

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	0,89	3T14+3T14	9,24
		Appui				7,35	6T14+2T12	11,5
7 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	0,51	3T14+3T14	9,24
		Appui				8,93	6T14+2T12	11,5
6 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	0,61	3T14+3T14	9,24
		Appui				9,11	6T14+2T12	11,5
5 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	0,63	3T14+3T14	9,24
		Appui				9,35	6T14+2T12	11,5
4 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	0,60	3T14+3T14	9,24
		Appui				9,55	6T14+2T12	11,5
3 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	0,59	3T14+3T14	9,24
		Appui				9,46	6T14+2T12	11,5
2 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	0,58	3T14+3T14	9,24
		Appui				8,93	6T14+2T12	11,5
1 ^{èr}	30×40	Travée	48	72	6	0,41	3T14+3T14	9,24
		Appui				7,77	6T14+2T12	11,5
RDC	30×40	Travée	48	72	6	0,46	3T14+3T14	9,24
		Appui				5,70	6T14+2T12	11,5

V.3.6.Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (RPA99 / version2003)}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V.22.Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
P.P(30×40)	11,3	1,30	OK
P.NP(30×40)	9,24	1,30	OK

V.3.7.Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

V.3.7.1.Vérification de la contrainte de cisaillement

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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.23.Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section (cm ²)	T_u^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
8 ^{eme}	PP= 30×40	148,4	0,14	3,75	OK
	PS= 30×40	90,7	0,084	3,75	OK
7 ^{eme}	PP=30×40	188,4	0,17	3,75	OK
	PS=30×40	128,4	0,12	3,75	OK
6 ^{eme}	PP=30×40	198,7	0,18	3,75	OK
	PS=30×40	129,5	0,12	3,75	OK
5 ^{eme}	PP=30×40	209,7	0,19	3,75	OK
	PS=30×40	132	0,12	3,75	OK
4 ^{eme}	PP=30×40	209,7	0,19	3,75	OK
	PS=30×40	132,9	0,12	3,75	OK
3 ^{eme}	PP=30×40	215,9	0,20	3,75	OK
	PS=30×40	128,1	0,12	3,75	OK
2 ^{eme}	PP=30×40	205,7	0,19	3,75	OK
	PS=30×40	117,5	0,11	3,75	OK
1 ^{er}	PP=30×40	182	0,17	3,75	OK
	PS=30×40	78,5	0,07	3,75	OK
RDC	PP=30×40	131,9	0,12	3,75	OK
	PS=30×40	192,5	0,18	3,75	OK

V.3.7.1.1 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_c=400\text{MPa}$).

a. Selon le CBA93 article A.5.1.2.2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_c} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

b. Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2 :

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

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24. Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	215,9	0,20	32,4	10	20	10	15	1,1175	4T8
Non porteur	192,5	0,18	32,4	10	20	10	15	1,1175	4T8

V.3.7.1.2. Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r=50\phi$ (zone IIb).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=800\text{mm}$
- $\phi=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=700\text{mm}$

V.3.8. Vérification vis-à-vis de L'ELS

V.3.8.1.Sens porteur : (30×40)

a. Combinaison G+Q

Tableau V.25.Vérification des poutres principales

Niveau	Section	Position	M_{ser} (Kn.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérifié
8 ^{ème}	30×40	Travée	33,3	3,33	15	98,5	201,63	OK
		Appui	-78,8	3,53		105,2		
7 ^{ème}	30×40	Travée	17,9	6,52	15	194,1	201,63	OK
		Appui	-69	8,66		200,9		
6 ^{ème}	30×40	Travée	17,9	5,38	15	160,3	201,63	OK
		Appui	-67,2	8,61		199,7		
5 ^{ème}	30×40	Travée	17,9	4,68	15	117,3	201,63	OK
		Appui	-64,9	7,93		171,8		
4 ^{ème}	30×40	Travée	17,8	3,97	15	92,1	201,63	OK
		Appui	-61,9	7,27		144,3		
3 ^{ème}	30×40	Travée	23,4	3,71	15	80,3	201,63	OK
		Appui	-59,4	6,54		114,3		
2 ^{ème}	30×40	Travée	23,1	3,44	15	68,3	201,63	OK
		Appui	-56,3	6,41		112		
1 ^{er}	30×40	Travée	22,8	3,5	15	75,8	201,63	OK
		Appui	-52,5	6,31		110,1		
RDC	30×40	Travée	22,9	3,7	15	92,6	201,63	OK
		Appui	-47,8	7		151,7		

V.3.8.2.Sens non porteur : (30×40)

b. Combinaison G+Q

Tableau V.26.Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Section	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s MPa	σ̄ _s	Vérifié
8 ^{ème}	30×40	Travée	26,36	3,33	15	102,5	201,63	OK
		Appui	-50,2	4,47		124,4		
7 ^{ème}	30×40	Travée	50,85	6,07	15	169,1	201,63	OK
		Appui	-59,8	5,58		130,5		
6 ^{ème}	30×40	Travée	42,08	4,79	15	122,2	201,63	OK
		Appui	-56,7	4,96		105,96		
5 ^{ème}	30×40	Travée	35,52	3,86	15	90,2	201,63	OK
		Appui	-53,6	4,01		72,3		
4 ^{ème}	30×40	Travée	29,26	2,8	15	50,5	201,63	OK
		Appui	-49,8	3,42		61,6		
3 ^{ème}	30×40	Travée	21,16	2,03	15	36,5	201,63	OK
		Appui	-45	2,86		51,4		
2 ^{ème}	30×40	Travée	12,85	1,23	15	22,2	201,63	OK
		Appui	-38,8	2,41		43,4		
1 ^{er}	30×40	Travée	11,095	1,06	15	19,1	201,63	OK
		Appui	-30,6	2,31		41,6		
RDC	30×40	Travée	10,57	1,01	15	18,2	201,63	OK
		Appui	-9,449	2,16		38,9		

V.3.8.3.Arrêt des barres [3]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée – de – rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée – int ermédiaire} \end{cases}$

Avec :

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

V.3.9. Vérification de la flèche

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

Tel que :

$$\text{Poutre principale : } \bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,77 \text{ cm} \quad (L = 3,85 \text{ m} < 5 \text{ m})$$

$$\text{Poutre secondaire : } \bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,77 \text{ cm} \quad (L = 3,85 \text{ m} < 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre " y_1 " :**

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

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

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

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

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

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.27. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

	M _{ser} Kn:m	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
P.P	78,8	11,3	22,01	0,0106	190,34	1,97	0,79	0,784	287711,7 96	124283,76	177755,48
P.N.P	59,8	9,24	21,66	0,0085	179,77	2,45	0,98	0,715	292954,6 42	116911,71	172068,986

❖ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

❖ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):**

$$f_{i1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 2,92mm \quad (L = 3,85m)$$

❖ **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_{v1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 6,073mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 3,153mm < \bar{f} = 7,7mm.....v\acute{e}rifi\acute{e}$$

❖ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :**

$$f_{i2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 2,36mm \quad (L = 3,85m)$$

❖ **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_{v2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 4,76mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 2,4mm < \bar{f} = 7,7mm.....v\acute{e}rifi\acute{e}$$

Tableau récapitulatif V.28.Vérification de la flèche

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	f^- (mm)	Observation
30×40	6,073	2,92	7,70	3,153	Vérifier
30×40	4,76	2,36	7,70	2,4	Vérifier

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

1- Sens porteur (L=4,25 m) :

	Fleche - Version 1.01.035	11/05/2017
	vérification de la flèche poutre porteuse	
	hui	Page 1 / 1

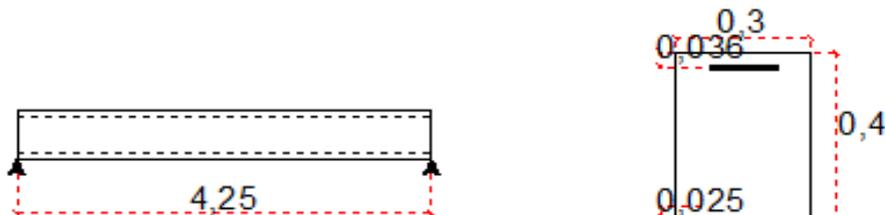
Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaireDonnées saisies :

Portée de la poutre isostatique :	4,25 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,4 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,025 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,036 m
Section des armatures tendues :	0,3 cm ²
Section des armatures comprimées :	11,45 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	107,7 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	141,7 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	36 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	261,9 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	73,427 mm
Flèche totale :	-75,806 mm
Flèche totale admissible :	8,5 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.



2- Sens non porteur (L=4,25m) :

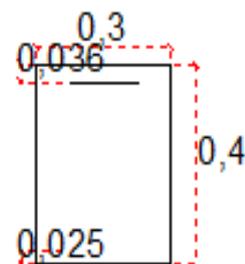
Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	11/05/2017
	vérification de la flèche poutre non porteuse	
	huii	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaireDonnées saisies :

Portée de la poutre isostatique :	4,25 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,4 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,025 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,036 m
Section des armatures tendues :	0,3 cm ²
Section des armatures comprimées :	9,55 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	118,4 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	141,7 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	23 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	270 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	57,814 mm
Flèche totale :	-116,6 mm
Flèche totale admissible :	8,5 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	



V.3.9.1. Arrêt des barres [1] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

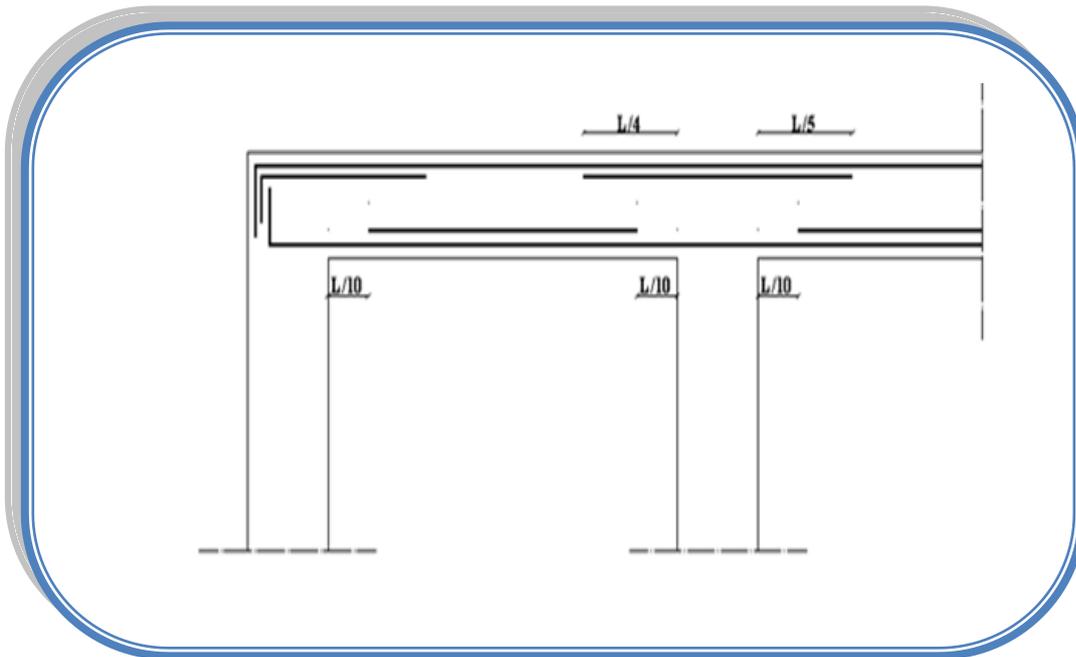
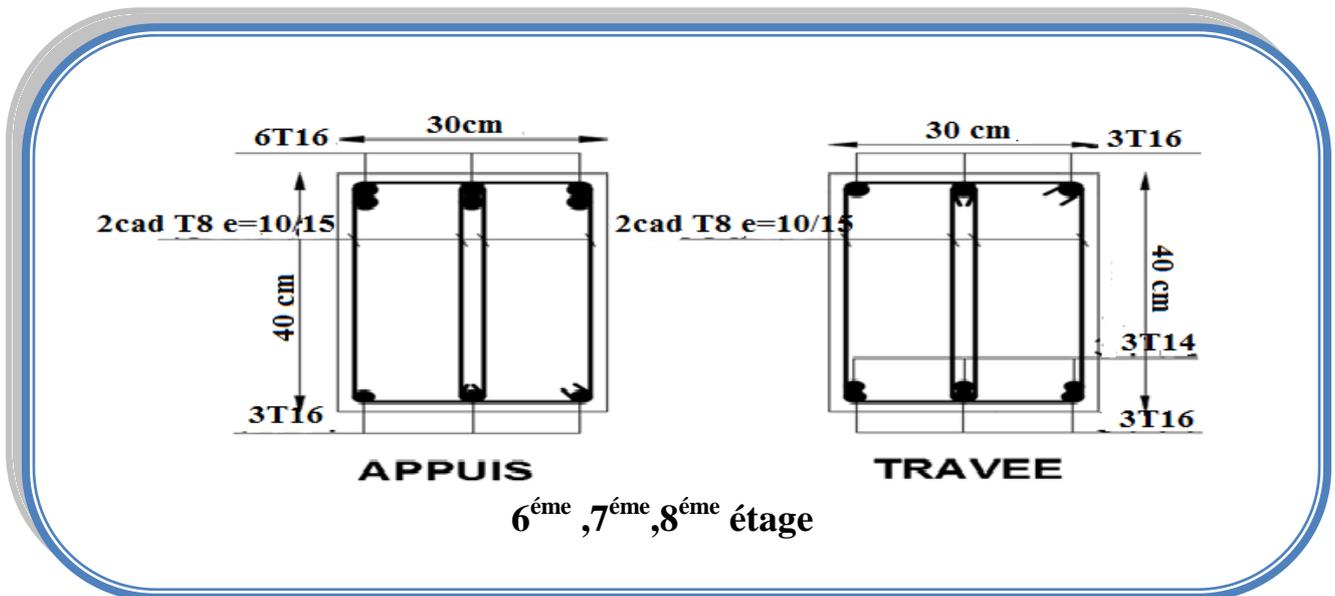
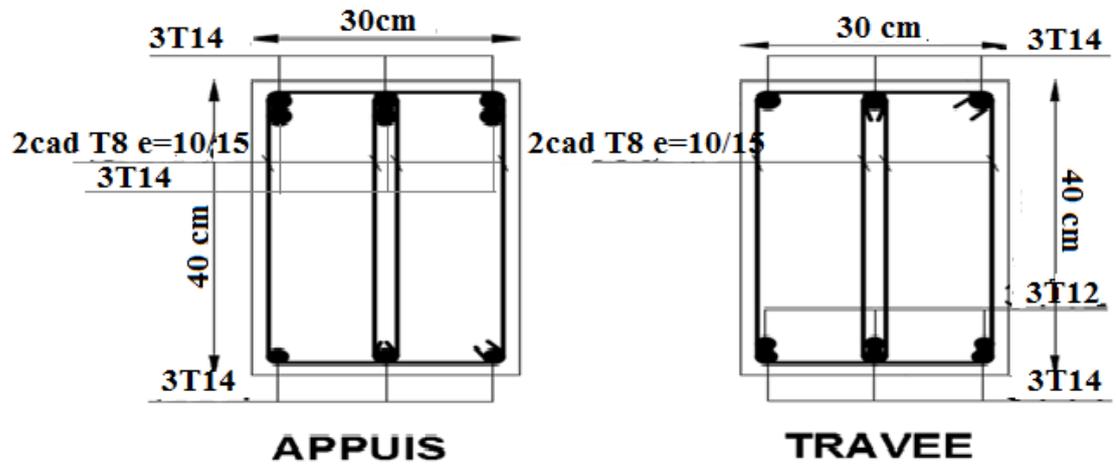


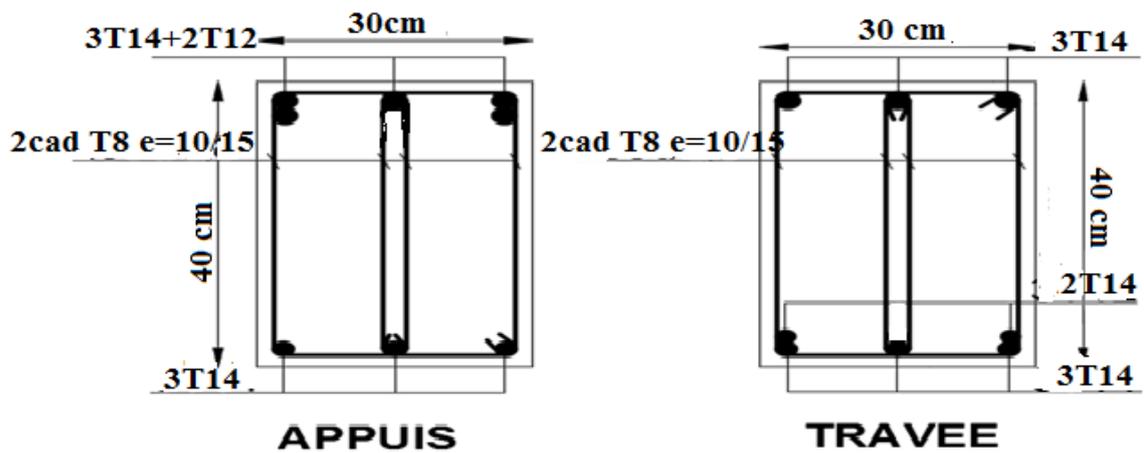
Figure V.4. Arrêt des barres.

Schémas de ferrailage des poutres :



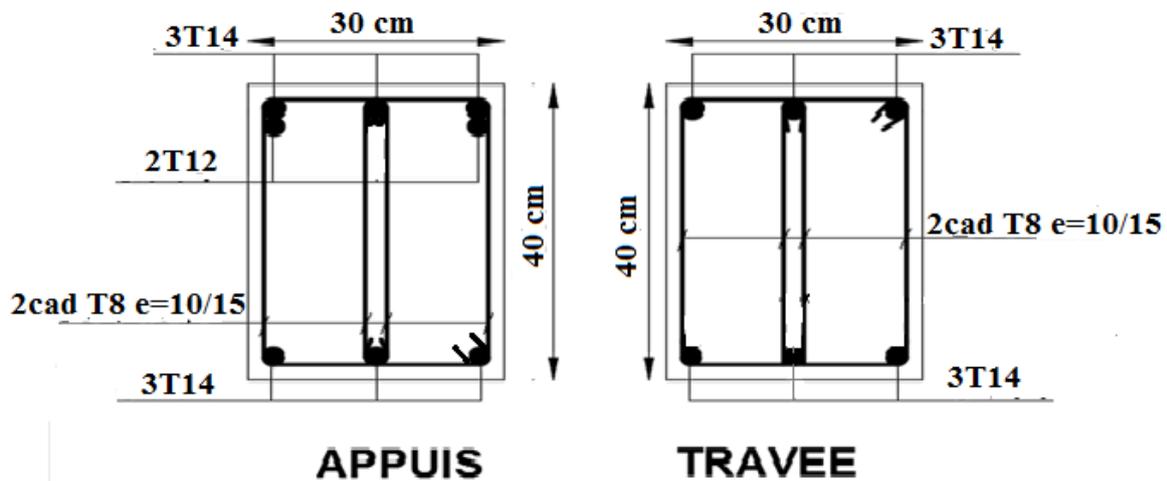


2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage



RDC et 1^{er} étage

Figure V.5 : ferrailage des poutres porteuses.



Tous les étages

Figure V.6: ferrailage des poutres non porteuses.

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

- **Les armatures verticales :**

Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- **Les armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ .

- **L'espacement :**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.4.2. Méthode de ferrailage des voiles

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

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

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

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

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

1^{ere} cas :

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

2^{eme} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

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

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\%a.l$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\%a.l$ on ferraille avec A_v .

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

$$A_h = 0,15\%a.100 (1ml)$$

3^{eme} cas :

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

▪ Armature horizontale :

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (**RPA 2003 articles 7.7.2**)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

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 RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.1m$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow A = 0,25\% a.1m$$

▪ **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

-Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

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

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales** :

Les 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.

V.4.3. Ferrailage des voiles sous : (0,8G ± E)

V.4.3.1. Premier type : voile en L

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

- Avec: $A = 0,75 \text{ m}^2$
 $V = 1,75 \text{ m}$
 $V' = 1,25 \text{ m}$
 $I = 0,6406 \text{ m}^4$
 $N = F_z = 883,37 \text{ KN}$
 $M = 2763,88 \text{ KN.m}$
 $T = 433 \text{ KN}$

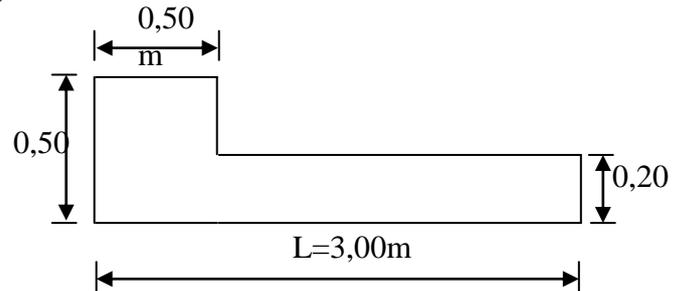


Figure V.7. Vue en plan du voile plein en L

▪ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{883,37}{0,75} + \frac{2763,88 \times 1,75}{0,6406} \right] \cdot 10^{-3} = 8,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{883,37}{0,75} - \frac{2763,88 \times 1,75}{0,6406} \right] \cdot 10^{-3} = -6,37 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent ➡ donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)**

- $N = 1160,92 \text{ KN}$
 $M = 2954,43 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1160,92}{0,75} + \frac{2954,43 \times 1,75}{0,6406} \right] \cdot 10^{-3} = 9,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1160,92}{0,75} - \frac{2954,43 \times 1,75}{0,6406} \right] \cdot 10^{-3} = -6,52 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 9,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

$\sigma_2 = -6,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{6,37}{6,37 + 8,72} \times 3$$

$X = 1,27 \text{ m}$

$Y = L - X = 3 - 1,27 = 1,73 \text{ m}$

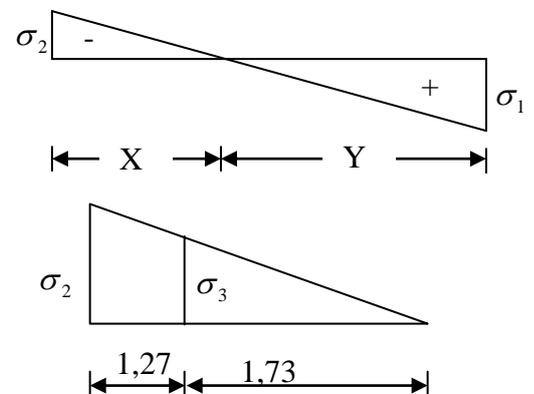
Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

▪ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-6,37 \times (1,27 - 1,73)}{1,27} = -3,86 \text{ MPa}$$



- **Détermination des armatures verticales :**

- ✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{6,37 + 3,86}{2} \right) . 0,5 \times 0,5 \times 10^3 = 1278,75 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1278,75 \times 10}{400} = 31,97 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} . \sigma_3 . (X - b) . a = \frac{1}{2} \times 3,86 \times (1,27 - 0,55) \times 0,20 \times 10^3 = 297,22 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{297,22 \times 10}{400} = 7,4305 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 31,97 + 7,4305$$

$$A_t = 39,40 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de Avj :** On a :

$$A_{Vj} = 1,1 . \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 . \frac{1,4.V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 443 \times 10}{400} \times \frac{1,27}{3} = 6,56 \text{ cm}^2$$

- **Section total d'armature :** $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 39,40 + 6,56 = 45,96 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 45,96 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% . a . X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 1,27 \times 10^4 = 5,08 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

- **Détermination des armatures horizontales :**

- **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d} = \frac{1,4.V}{a . 0,9L} = \frac{1,4 \times 433 \times 10}{20 \times 0,9 \times 300} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2:**

$$\tau_b = 1,43 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

- **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature :**

- ◆ **le poteau :** on prend $A_p = 8T14 + 4T16 = 23,92 \text{ cm}^2$.
- ◆ **la zone voile :**
$$\begin{cases} A_{v_{\text{poteau}}} = 2(3T10) = 4,74 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm}) \\ A_{v_{\text{extrimité}}} = 2(3T10) = 4,74 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm.}) \end{cases}$$
- ◆ **La zone courante :** $A_c = 2(5T10) = 7,9 \text{ cm}^2$. $S_c = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (1,73 - 1,27) \times 10^4 = 1,84 \text{ cm}^2$$

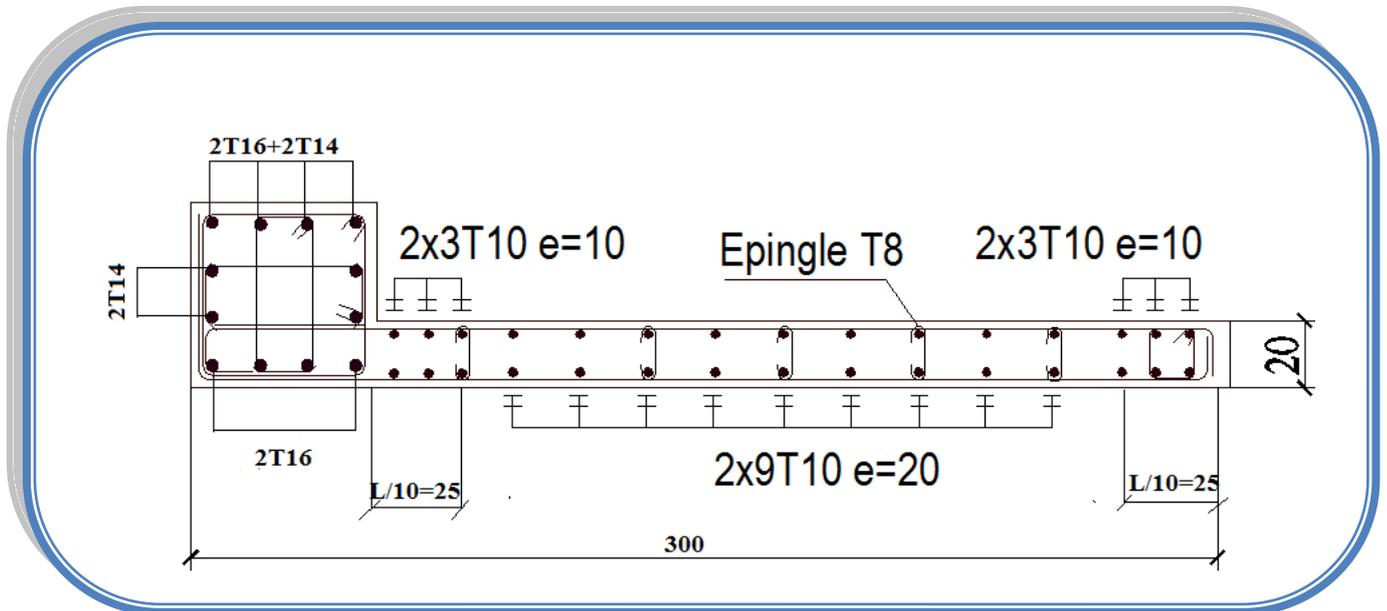


Figure V.8. Schéma de ferrailage de voile en L

V.4.3.2. Deuxième Type : Voile plein en U :

- $A = 0,98 \text{ m}^2$
- $V = 1,7 \text{ m}$
- $V^2 = 1,7 \text{ m}$
- $I = 1,2921 \text{ m}^4$
- $N = 1834,39 \text{ KN}$
- $M = 2961,71 \text{ KN.m}$
- $T = 232 \text{ KN}$

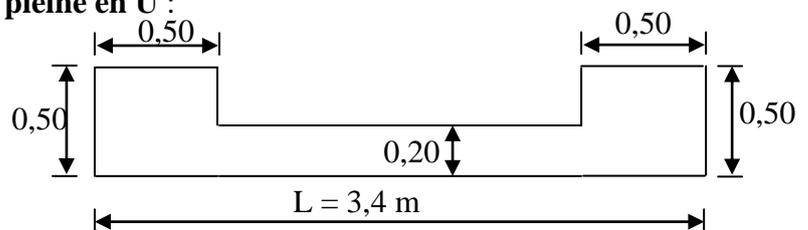


Figure V.9. Vue en plan du voile plein en U.

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1834,39}{0,98} + \frac{2961,71 \times 1,7}{1,2921} \right] \cdot 10^{-3} = 5,76 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1834,39}{0,98} - \frac{2961,71 \times 1,7}{1,2921} \right] \cdot 10^{-3} = -2,02 \text{MPa}$$

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)**

$$N = 1492,40 \text{KN}$$

$$M = 3341,57 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1492,40}{0,98} + \frac{3341,57 \times 1,7}{1,2921} \right] \times 10^{-3} = 5,92 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1492,40}{0,98} - \frac{3341,57 \times 1,7}{1,2921} \right] \times 10^{-3} = -2,87 \text{MPa}$$

$\sigma_1 = 4,11 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$ condition vérifier.

$\sigma_2 = -1,06 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$ condition vérifier.

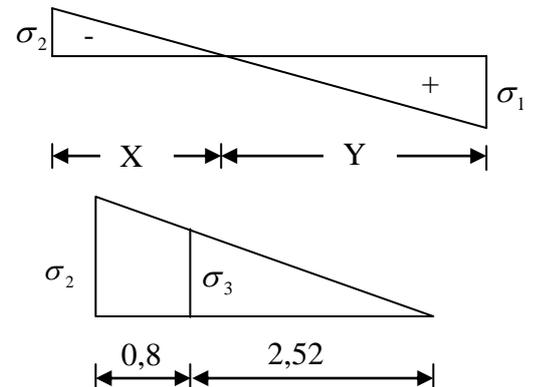
✓ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2,02}{5,76 + 2,02} \times 3,4 = 0,88 \text{m}$$

$$Y = L - X = 3,4 - 0,88 = 2,52 \text{m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



✓ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-2,02 \times (0,88 - 0,50)}{0,88} = -0,872 \text{MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales :**

- **Tronçon AB :** la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{2,02 + 0,872}{2} \right) \cdot 0,50 \times 0,50 \times 10^3 = 361,5 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{361,5 \times 10}{400} = 9,0375 \text{cm}^2$$

- **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 0,872 \times (0,88 - 0,50) \times 0,20 \times 10^3 = 33,136 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{33,136 \times 10}{400} = 0,83 \text{cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 9,0375 + 0,83$$

$$A_t = 9,867 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de A_{vj} :** On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 232 \times 10}{400} \times \frac{0,88}{3,4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

- **Section total d'armature :** $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 9,867 + 2,31 = 12,177 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 12,177 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% . a . X_{tendu} = 0,2\% . 0,20 \times 1.804 \times 10^4 = 3,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

- **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d} = \frac{1,4.V}{a . 0,9L} = \frac{1,4 \times 232 \times 10}{20 \times 0,9 \times 340} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 1,9 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$$

- **L'espace :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,52 - 0,88) \times 10^4 = 6,56 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

- ◆ **Les poteaux :** $4T16 + 8T14 = 23,92 \text{ cm}^2$

- ◆ **La zone poteau voile :** $2(3T10) = 4,74 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.

- ◆ $3(4T10) = 9,48 \text{ cm}^2$; $S_v = 15 \text{ cm}$.

- ◆ **La zone courante :** $2(4T10) = 6,32 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale

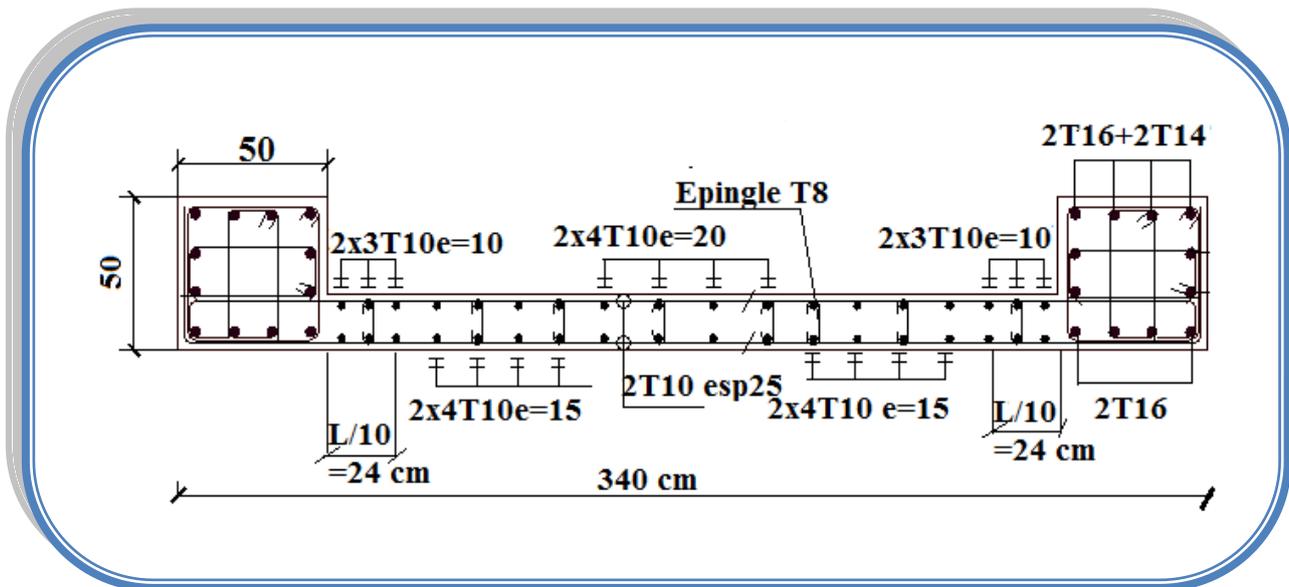


Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile en forme U.

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

V.4.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles

a) Sens longitudinal : (xx)

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau V.29. Caractéristique des voiles du sens xx 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 .
Vx1	3,8	1,06	1,7375	1,9	1,9	5720,27	3374,53	872,76	9,44	-3,07	SPC
Vx2	3	0,75	0,6406	1,75	1,25	2849,80	1541,79	744	9,84	-5,73	SPC
Vx3	4	1,1	1,9917	2	2	6641,16	4025,22	967	10,33	-3,01	SPC
Vx4	3	0,75	0,6406	1,75	1,25	1730,46	1705,86	268,89	7	-2,45	SPC

2. Ferrailage :

Tableau V.30. effort et sections d'armature dans les voiles

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F2 (Kn)	F1 (Kn)	Fe (Mpa)	Av2 (cm ²)	AV1 (cm ²)	AVJ (cm ²)
Vx1	9,44	-3,07	1,42	0,93	2,86	61,43	564,25	400	1,53	14,03	8,25
Vx2	9,84	-5,73	3,13	1,10	1,89	189,04	1107,5	400	4,72	27,68	10,54
Vx3	10,33	-3,01	1,34	0,90	3,09	53,95	543,75	400	4,34	13,59	8,40
Vx4	7	-2,45	0,87	0,77	2,22	24,43	416,25	400	0,61	10,41	2,68

Tableau V.31. Choix d'armature des voiles du sens xx

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		
				Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
Vx1	23,81	3,73	8T14+4T16	2×(5T10) Es=10cm	2×(5T10) Es=10cm	2×(6T10)
				2×(5T10) Es=20cm	2×(5T10) Es=20cm	Es=20cm
Vx2	42,95	4,41	8T14+4T16	2×(3T10)	2×(3T10)	2×(7T10)
				Es=10cm	Es=10 cm	Es=20cm
Vx3	23,34	3,61	8T14+4T16	2×(3T10)	2×(3T10)	2×(12T10)
				Es=10cm	Es=10cm	Es=20cm
Vx4	13,7	3,11	8T14+4T16	2×(3T10)	2×(3T10)	2×(11T10)
				Es=10cm	Es=10cm	Es=20cm

b) Sens transversal : (yy)

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau V.32. Caractéristique des voiles du sens yy et calcule des contrainte

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
Vy1	3,4	0,98	1,2921	1,7	1,7	3305,43	2609,8	346	7,83	-0,87	SPC
Vy2	3	0,75	0,6406	1,75	1,25	4375,17	3228,97	289	9,25	-4,64	SPC
Vy3	3	0,75	0,6406	1,75	1,25	2176,92	1667,2	432	8,17	-3,72	SPC
Vy4	4	1,1	1,9917	2	2	7275,38	6377,58	470	13,10	-1,50	SPC
Vy5	3	0,75	0,6406	1,75	1,25	3517,41	1330,84	585	11,38	-7,83	SPC

2. Ferrailage :

Tableau V.33. effort et sections d'armature dans les voiles

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F2 (Kn)	F1 (Kn)	Fe (Mpa)	Av2 (cm ²)	AV1 (cm ²)	AVJ (cm ²)
Vy1	7,83	-0,87	0,42	0,33	3,06	6,87	160	400	0,17	3,83	1,31
Vy2	9,25	-4,64	3,66	0,96	2,04	168,03	1412,5	400	4,20	39,51	3,56
Vy3	8,17	-3,72	1,74	0,94	2,06	76,32	682,5	400	1,91	18,97	5,21
Vy4	13,10	-1,50	0,31	0,41	3,58	2,77	228,75	400	0,069	5,65	1,87
Vy5	11,38	-7,83	4,63	1,22	1,77	334,57	1557,5	400	8,36	47,30	13,89

Tableau 4.34. Choix d'armature des voiles du sens yy

voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				côté poteau	extrémité	
Vy1	5,14	6,10	8T14+4T16	2×(3T10) Es=10cm	2×(3T10) Es=10cm	2×(5T10)
				2×(2T10) Es=20cm	2×(2T10) Es=20cm	Es=20cm
Vy2	43,07	1,33	8T14+4T16	2×(3T10) Es=10cm	2×(3T10) Es=10cm	2×(6T10)
						Es=20cm
Vy3	24,18	3,28	8T14+4T16	2×(4T10) Es=10cm	2×(4T10) Es=10cm	2×(10T10)
				2×(1T10) Es=20cm	2×(1T10) Es=20cm	Es=20cm
Vy4	7,52	4,87	8T14+4T16	2×(3T10) Es=10cm	2×(3T10) Es=10cm	2×(6T10)
						Es=20cm
Vy5	61,19	2,51	8T14+4T16	2×(3T10) Es=10cm	2×(3T10) Es=10cm	2×(1T10)
				2×(4T10) Es=20cm	2×(4T10) Es=20cm	Es=20cm

V.4.5. Vérification de La contrainte de cisaillement

Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens xx

Voile	L(m)	e (m)	T(Kn)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs
Vx1	3,4	0,2	872,76	1,78	5	OK
Vx2	3	0,2	744	1,92	5	OK
Vx3	3	0,2	967	1,88	5	OK
Vx4	4	0,2	268,89	0,69	5	OK

Tableau V.36. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens yy

Voile	L(m)	e (m)	T(Kn)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs
Vy1	3,4	0,2	346	0,27	5	OK
Vy2	3	0,2	289	0,22	5	OK
Vy3	3	0,2	432	0,34	5	OK
Vy4	4	0,2	470	0,37	5	OK
Vy5	3	0,2	585	0,69	5	OK

V.5. Calcul des linteaux :

V.5.1. Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g) encadrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme.

Les sollicitations présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

V.5.2. Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux dans les linteaux sont :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : effort tranchant dû au séisme

T_P : effort tranchant dû au charge (G + Q)

M_E : moment fléchissant dû au séisme

M_P : moment fléchissant dû au charge (G + Q)

Selon les prescriptions de RPA99/version 2003, les efforts internes dus aux séismes seront majorés comme suite :

V.5.3.Ferrailage :

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au **l'article 7.7.3 de RPA 99/version 2003**.

V.5.3.1.Contraintes admissibles de cisaillement :

a. Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0,06 f_{c28}$.

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, en devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (A_c)

1. Armatures longitudinales : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule : $A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 V_{u \text{ cal}}$)

$Z = h - 2d$

h : hauteur total du linteau

d : la distance de l'enrobage

2. Armatures transversales : A_t

Linteaux longs ($\lambda_g = L/h > 1$)

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / T$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'une cour d'armatures transversales

$$T = 1,4 \cdot T_{\text{calcul}}$$

L : porté du linteau

Linteaux courts ($\lambda_g = L/h \leq 1$)

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot L / (T + A_t \cdot f_e)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

$$M_{ci} = A_l \cdot f_e \cdot Z$$

b. Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M , T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2f_e \sin \alpha) \quad \text{avec : } \tan \alpha = (h - 2d)/L$$

$T = T_{\text{calcul}}$ sans majoration.

V.5.4.Ferrailage minimal RPA article 7.7.3.3 :**a. Armatures longitudinales :**

$$(A_t, A_{t'}) \geq 0,0015 \times b \times h$$

avec :

b : l'épaisseur du linteau

h : hauteur du linteau

b. Armatures transversales RPA article 7.7.3.3:

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0015 \times b \times s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t > 0,0025 \times b \times s$$

c. Armatures de peau RPA article 7.7.3.3 :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%

V.5.4.1.Exemple de calcul :

- Caractéristiques géométriques de linteau :

$$e = 0,20\text{m} \quad , \quad h = 2,018\text{m} \quad , \quad d = 0,9h = 1,96\text{m} \quad , \quad b_0 = 1,20\text{m}$$

- Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel **Sap 2000** on a :

$$M = 186,86 \text{ KN.m}$$

$$V = 73,87 \text{ KN}$$

- Majoration des sollicitations :

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1,4 \times V$$

$$\bar{V} = 1,43 \times 73,87 = 103,42 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$\bar{M} = 1,4 \times M$$

$$\bar{M} = 1,4 \times 186,86 = 261,60 \text{ KN.m}$$

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{On a : } \tau_b = \bar{V} / b_0 \times d$$

$$\tau_b = 103,42 \times 10^{-3} / (1,20 \times 2,018 \times 0,9) = 0,047 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,047 \text{ MPa} < \tau'_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement

2. Calcul du Ferrailage :

$$0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,047 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa}$: donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

- * des aciers longitudinaux ($A_L, A_{L'}$) sont calculés en flexion simple
- * des aciers transversaux (A_t)
- * des aciers diagonaux (A_d)

1. Armatures longitudinales : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l \geq 261,60 \times 10^5 / (195,8 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l \geq 3,340 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales : A_t

$$\lambda_g = 1,20 / 2,018$$

$$\lambda_g = 0,595 < 1 \dots \dots \dots (\text{C.N.V}).$$

On doit avoir

2^{eme} sous cas :

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

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

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 = \frac{M_d + M_g}{l}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot Z$$

Avec : $Z = h - 2d'$

$$A_t = \frac{VS}{(L - S) f_e}$$

$$A_s = \frac{107,77 \times 0,1 \times 10^4}{(1,2 - 0,1) 400 \times 10^3} = 0,2445 \text{ cm}^2$$

3. Armatures de peau A_c

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h$$

$$A_c \geq 0,002 \times 0,20 \times 2,018 = \mathbf{8,07 \text{ cm}^2}$$

4. Ferrailage finale :

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 3,34 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2\text{T14} \quad (3,52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0,2445 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{T10} \quad (3,16 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 8,07 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8\text{T12} \quad (9,4 \text{ cm}^2)$$

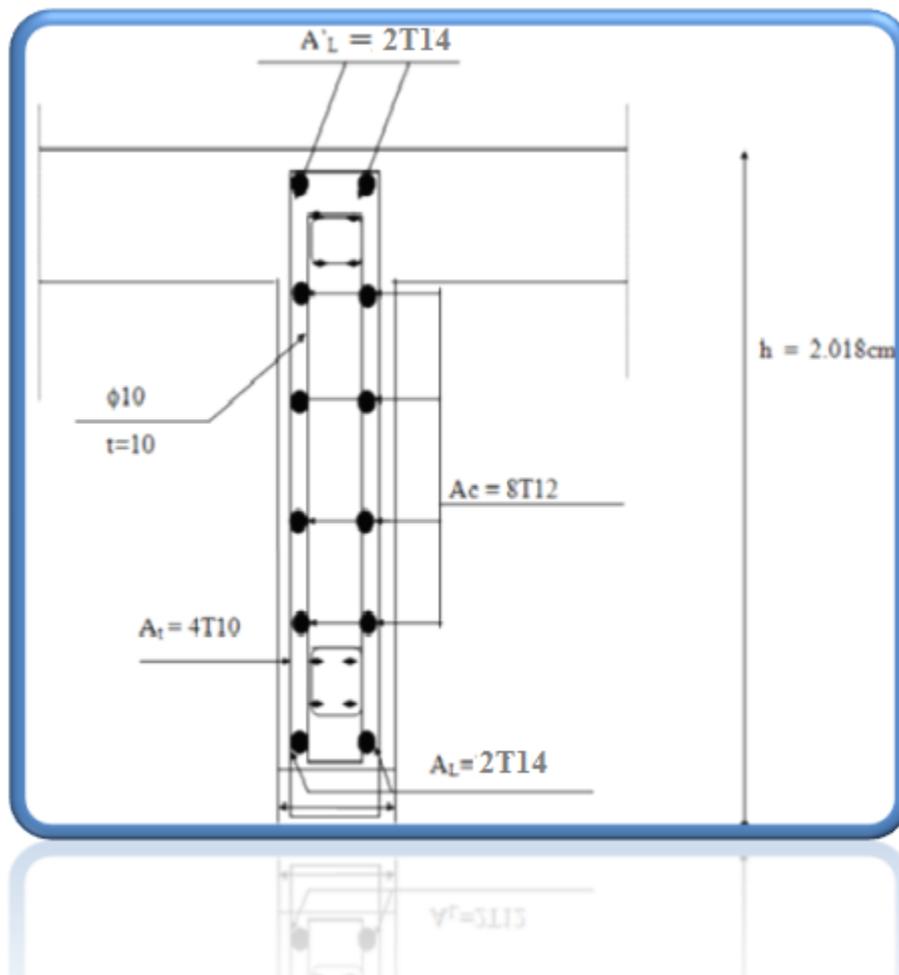


Figure V.11. Armature du Linteau.

CHAPITRE VI

ETUDE DES FONDATIONS

CHAPITRE VI : Etude Des Fondations

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.1.1. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.1.2. 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.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,5 bars (cas d'absence des essais **RPA Article 3.3.3**)

Selon le **RPA 99v2003 Article 10.1.4.1**

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

G+Q±E

0,8G±E

Le **CBA 93 (Article B 9.2)** préconise cette combinaison :

1,35G+1,5Q

VI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations

poteaux	Ns (KN)	poteaux	Ns (KN)
C1	1161,7	C16	806,622
C2	1551,3	C17	1130,078
C3	546,1	C18	821,698
C4	819,3	C19	746,2
C5	1538,1	C20	870,05
C6	877,7	C21	106,161
C7	1151,7	C22	1553,252
C8	806,7	C23	862,429
C9	605,4	C24	1065,095
C10	908,5	C25	327,195
C11	875	C26	930,433
C12	1147,9	C27	702,409
C13	961,7	C28	885,749
C14	1070,258	C29	749,958
C15	728,507	-	-

VI.3.1.Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

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

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=1,5\text{bar}$.

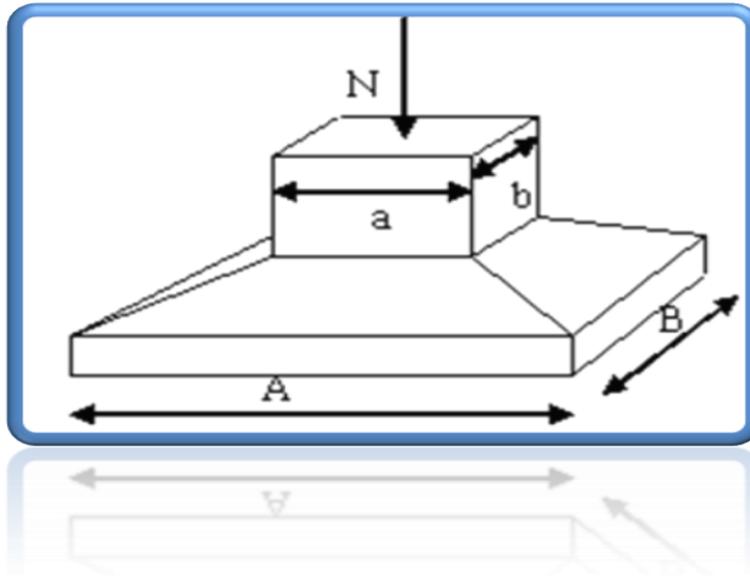


Figure VI.1.Dimensions de la semelle isolée.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2.Sections des semelles isolées

Poteaux	N (kN)	S (m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
C1	1161,7	7,74	2,78	3,00
C2	1551,3	10,34	3,22	3,50
C3	546,1	3,64	1,91	2,00
C4	819,3	5,46	2,34	2,50
C5	1538,1	10,25	3,20	3,50
C6	877,7	5,85	2,42	2,50
C7	1151,7	7,68	2,77	3,00
C8	806,7	5,38	2,32	2,50
C9	605,4	4,04	2,01	2,50

C10	908,5	6,06	2,46	2,50
C11	875	5,83	2,41	2,50
C12	1147,9	7,65	2,77	3,00
C13	961,7	6,41	2,53	3,00
C14	1070,258	7,14	2,72	3,00
C15	728,507	4,86	2,20	2,50
C16	806,622	5,38	2,32	2,50
C17	1130,078	7,53	2,74	3,00
C18	821,698	5,48	2,34	2,50
C19	746,2	4,97	2,23	2,50
C20	870,05	5,80	2,41	2,50
C21	1061,61	7,08	2,66	3,00
C22	1553,252	10,36	3,22	3,50
C23	862,429	5,51	2,35	2,50
C24	1065,095	7,10	2,66	3,00
C25	327,195	2,18	1,48	2,00
C26	930,433	6,20	2,49	2,50
C27	702,409	4,68	2,16	2,50
C28	885,749	5,90	2,43	2,50
C29	749,958	4,99	2,23	2,50

VI.2.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux ;

On a $1,5 \times B = 5,25 \text{ m} > L_{\min} = 2,40 \text{ m} \dots \dots \dots (\text{C.N.V})$

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes

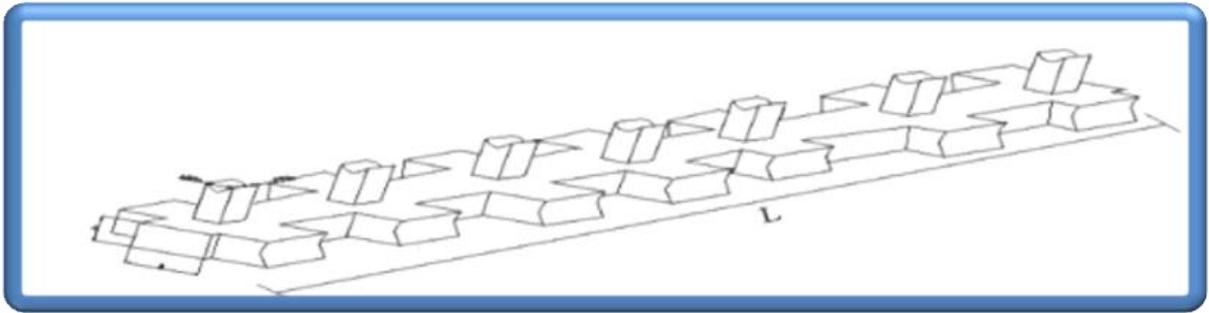


Figure VI.2. Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.3. Sections des semelles filantes

Files	N (kN)	Ss (m ²)	L(m)	σ_{sol}	B(m)	B ^{choisie} (m)	Sb (m ²)
1	5720,244	38,13	18,3	1,5	2,08	2,50	299,02
2	1161,674	/	/	1,5	/	/	299,02
3	5087,312	33,92	20,1	1,5	1,68	2,00	299,02
4	5494,865	36,64	20,1	1,5	1,82	2,00	299,02
5	3686,807	24,584	13,00	1,5	1,89	2,00	299,02
6	3507,698	23,389	9,00	1,5	2,598	3,00	299,02
7	2585,6	17,233	9,00	1,5	1,915	2,00	299,02

VI.3.2.1. Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{173,896}{299,02} = 58\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de radier général.

VI.3.3. Radier générale

VI.3.3.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux

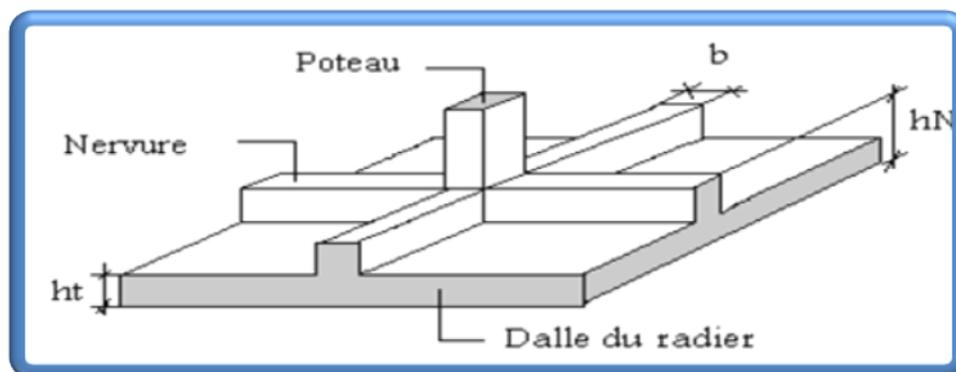


Figure VI.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.3.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 27244,2kN \\ \sigma_{sol} = 1,5bars \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 181,63 < S_b = 299,02 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de $383,048 \text{ m}^2$

La surface des débords : $S_{débor} = S_{rad} - S_b \Rightarrow S_{débor} = 83,028 \text{ m}^2$

$$S_{débor} = \text{Périmètre} \times l_d \Rightarrow l_d = 1,00 \text{ m}$$

On remarque que la surface totale occupée par les fondations dépasse les 50% de la surface totale du bâtiment, et pour cela on optera pour un radier général, qui offre :

- Une rapidité d'exécution.
- Une facilité de coffrage et de ferrailage.
- Présente une grande rigidité.

VI.3.3.3. Pré dimensionnement du radier**1. Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire [4]

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.25 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 21,25 \text{ cm} \rightarrow h_1 = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

2. Nervure**1. La hauteur de nervure****a. Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 3,75 \text{ m}$.

$$\Rightarrow 25 \text{ cm} < h_{n1} < 37,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } \mathbf{h_{n1} = 40 \text{ cm}}$$

b. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : $3,75 \text{ m}$

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{48K.L^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_{N2} \geq 53,74\text{cm}$$

On prend : $h_{N2} = 55 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,55 ; 0,30) \text{ m.}$$

On prend : $h_N = 55 \text{ cm}$.

2. Largeur de la nervure**b. Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{375}{10} = 37,5\text{cm}$$

Donc

$b = 45 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

$$h_N = 55 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm dans le sens x-x}$$

$$b = 45 \text{ cm dans le sens y-y}$$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 25 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 55\text{cm} \\ b = 45\text{cm sens } (x-x) \text{ et } b = 45\text{cm sens } (y-y) \end{cases}$

VI.3.3.4. Les vérifications nécessaires

a. Vérification au poinçonnement

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement

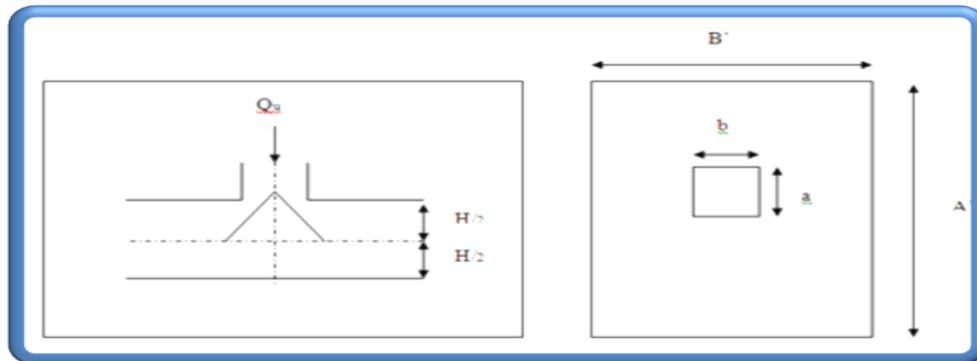


Figure VI.4. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=1553,252kN$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC (50×50)cm².

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(50+ 50) + 2 \times 40] = 360\text{cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 3600 \times 400 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 2430\text{KN}$$

$$N_u=1553, 252 \text{ KN} < Q_u = 2430\text{KN} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

b. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{16429,6}{27244,2} = 0,60m < \frac{22,7}{4} = 5,675m \dots\dots\dots (C.V)$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{9942,5}{27244,2} = 0,36m < \frac{22}{4} = 5,5m \dots\dots\dots(C.V)$$

c. vérifications au cisaillement : (RPA 99 version 2003)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de 4,25de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{27244,2}{343,02} \times \frac{4,25}{2} \times 1 = 168,78KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{168,78}{1 \times 0,9 \times 400} = 0,45MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots(C.V)$$

VI.3.3.5. Caractéristiques géométriques du radier

Vu l'irrégularité de la forme géométrique de notre structure on a utilisé le logiciel AUTO-CAD 2011 dans les calcule qui suivent :

a. Position du centre de gravité:

$$x_G = 8,43m$$

$$y_G = 8,098m$$

b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 5506,5569m^4$$

$$I_{yy} = 12901,933m^4$$

VI.3.3.6. Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

À l'ELS:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{29601,359}{383,048} = 77,28kN / m^2$$

$$\sigma_{ser} = 77,28kN / m^2 < \sigma_{sol} = 150kN / m^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

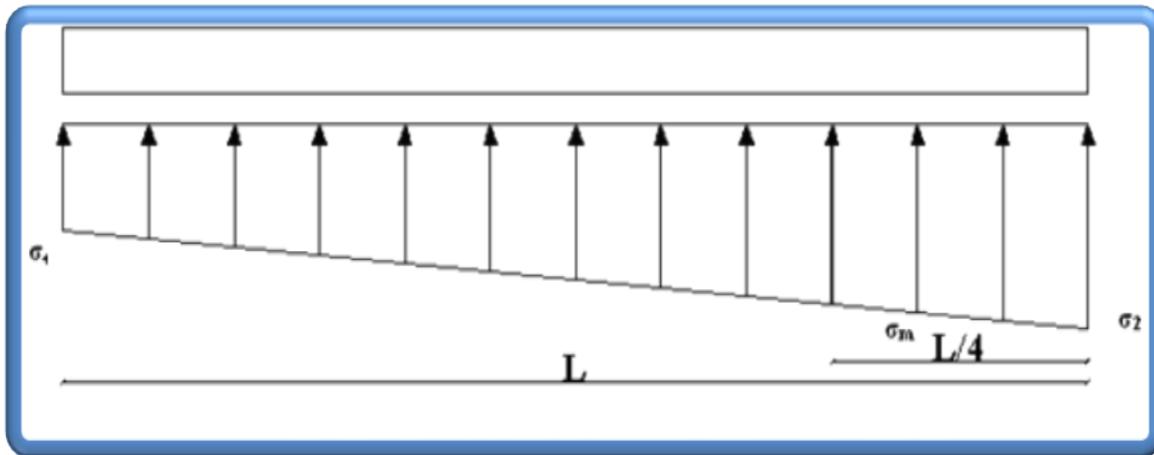


Figure VI.5. Contraintes sous le radier.

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$ (**BAEL 91**)

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 40243,296$ KN.

M est le moment de renversement.

$M_x = 32652,049$ KN.m.

$M_y = 352064,01$ KN.m.

$\sigma_{sol} = 150$ kN/m

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	126,40	83,72	115,73
Sens y-y	156,92	53,29	131,95
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199,5$

L'ELS :

$$N_{ser} = 29601,359 \text{ KN} ; S = 383,048 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.5. Vérification des contraintes à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	92,98	61,58	85,13
Sens y-y	93,52	39,29	79,96
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199,5$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' - yy') donc pas de risque de soulèvement.

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU:

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 131,95 \text{ kN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 85,13 \text{ kN/m}^2$$

VI.3.3.7. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

A. Ferrailage de la dalle du radier

A .1. Détermination des efforts: (BAEL91)

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de 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:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui).

➤ Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

A .2. Valeur de la pression sous radier

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 131,95kN / m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 85,13kN / m$$

A.3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0)

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{3,75}{3,75} = 1,00 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6. Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter\ m}$ (kNm)
	3,75	3,75	1,00	0,037	1,00	131,95	68,655	58,35	68,655	58,35	20,60	34,33

A .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
	3,75	3,75	1,00	0,037	1,00	85,13	44,29	37,61	44,29	37,61	13,28	22,15

A .5. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=25\text{ cm}$
 $d=0,9h=22,5\text{ cm}$

Tableau VI.8. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	58,35	0,081	0,116	21,54	7,78	8T12	9,05	12
	y-y								
Appuis	x-x	20,60	0,028	0,036	22,17	2,67	6T12	6,79	15
	y-y								

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(67,5\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

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

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=15\text{cm}$

A .6. Vérifications nécessaires**1. Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,71\text{cm}^2 < 6,79\text{cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS**Tableau.VI.9. Vérification des contraintes**

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	37,61	9,05	4,63	15	236,1	240	OK
	y-y							
Appuis	x-x	22,15	6,79	3,47	15	237,8	240	OK
	y-y							

B. Ferrailage des nervures**B .1. Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_t=0,50M_0$

B.2. Calcul des armatures

$b = 45\text{cm}$; $h = 55\text{cm}$; $d = 49.5\text{cm}$

• Sens (x-x) :

L=3,75 m ; P=131,95 KN/ml ; M₀ = 231,94KN.m

Tableau VI.10. Ferrailage des nervures suivant x-x

	M _u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	197,149	0,126	0,169	46,15	12,28	4T16+4T12	12,57
Appuis	115,97	0,074	0,096	47,58	7,01	4T16+2T12	8,42

• Sens (y-y) :

L=3,75m ; P=131,95 KN/ml, M₀ = 231,94 KN.m

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures suivant y-y

	M _u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	197,149	0,126	0,169	46,15	12,28	4T16+4T12	12,57
Appuis	115,97	0,074	0,096	47,58	7,01	4T16+2T12	8,42

B.3. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.69\text{cm}^2 < 7,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.12. Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	197,149	12,57	7,6	15	195,2	201,63	OK
	y-y	197,149	12,57	8,7	15	193,2	201,63	OK
Appuis	x-x	115,97	8,42	5,2	15	177,3	201,63	OK
	y-y	115,97	8,42	6,0	15	181,4	201,63	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (BELU 91)

On doit vérifier que : τ_u < τ̄_u = Min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{131,95 \times 3,75}{2} = 247,41\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{247,41 \times 10^3}{450 \times 495} = 1,11\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,555\text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 13,75\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 27,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,57\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 8,33\text{mm}$$

$f_e=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,11\text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=45\text{cm}$; $d=49,5\text{cm}$

On trouve :

Tableau VI.13. Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	45 × 55	Courante	20	40	20
		Nodale	12		15
Nervure Sens y-y	45 × 55	Courante	20	40	20
		Nodale	12		15

Tableau VI.14. Choix des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	45 × 55	Courante	20	10	2,25	3,14	4T10
		Nodale	15		1,69	3,14	4T10
Nervure Sens y-y	45 × 55	Courante	20	10	2,25	3,14	4T10
		Nodale	15		1,69	3,14	4T10

• Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right\} = 0,40 \text{MPa}$$

- Zone courante 2,09 MPa > 0,40 MPa Vérifié.
- Zone nodale 2,79MPa > 0,40 MPa Vérifié.

VII.3.4. Armature de peau : (BAEL 91 modifié 99)

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l’absence de ces armatures d’avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3 \text{cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

$$A_p = 3 \text{cm}^2 / \text{m} \times 0,9 = 2,7 \text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **4T14 = 6,16 cm²**

VI.3.5. ferrailage des nervures

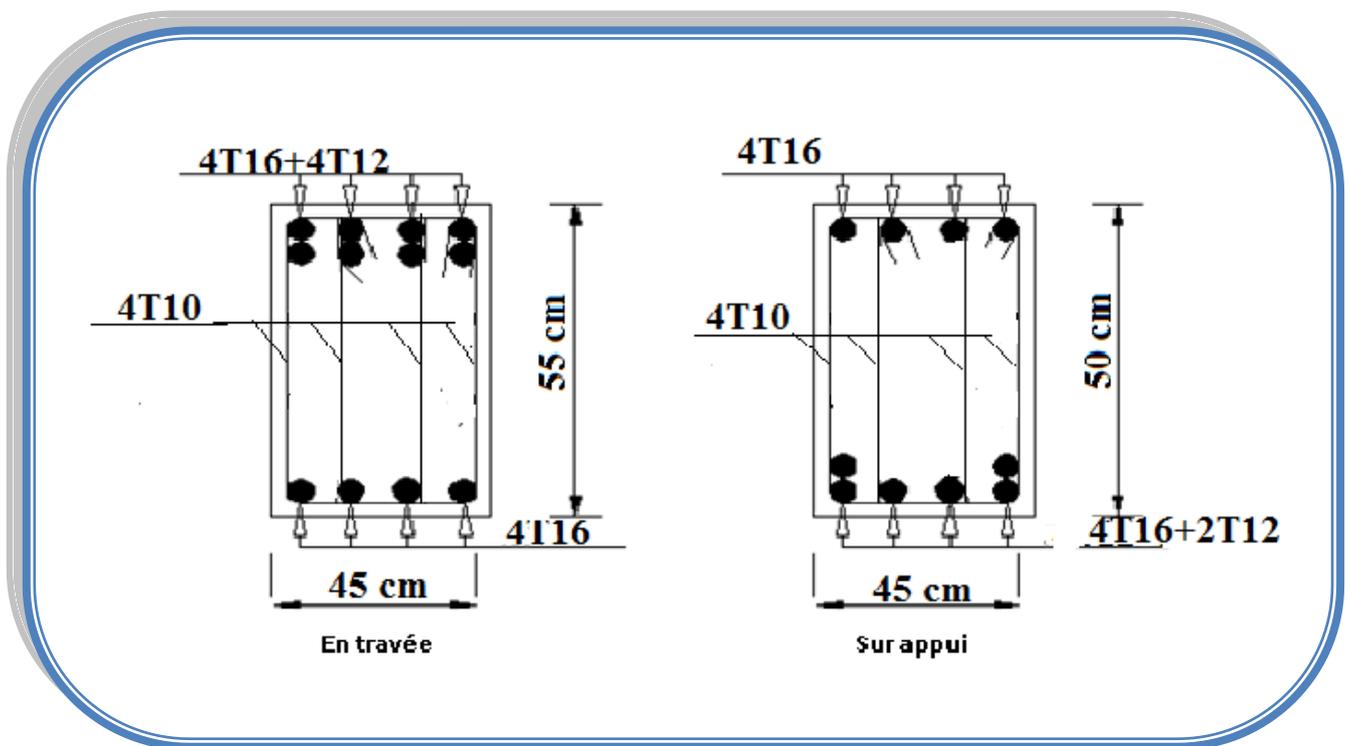


Figure VI.6. Ferrailage des nervures sens x-x et y-y.

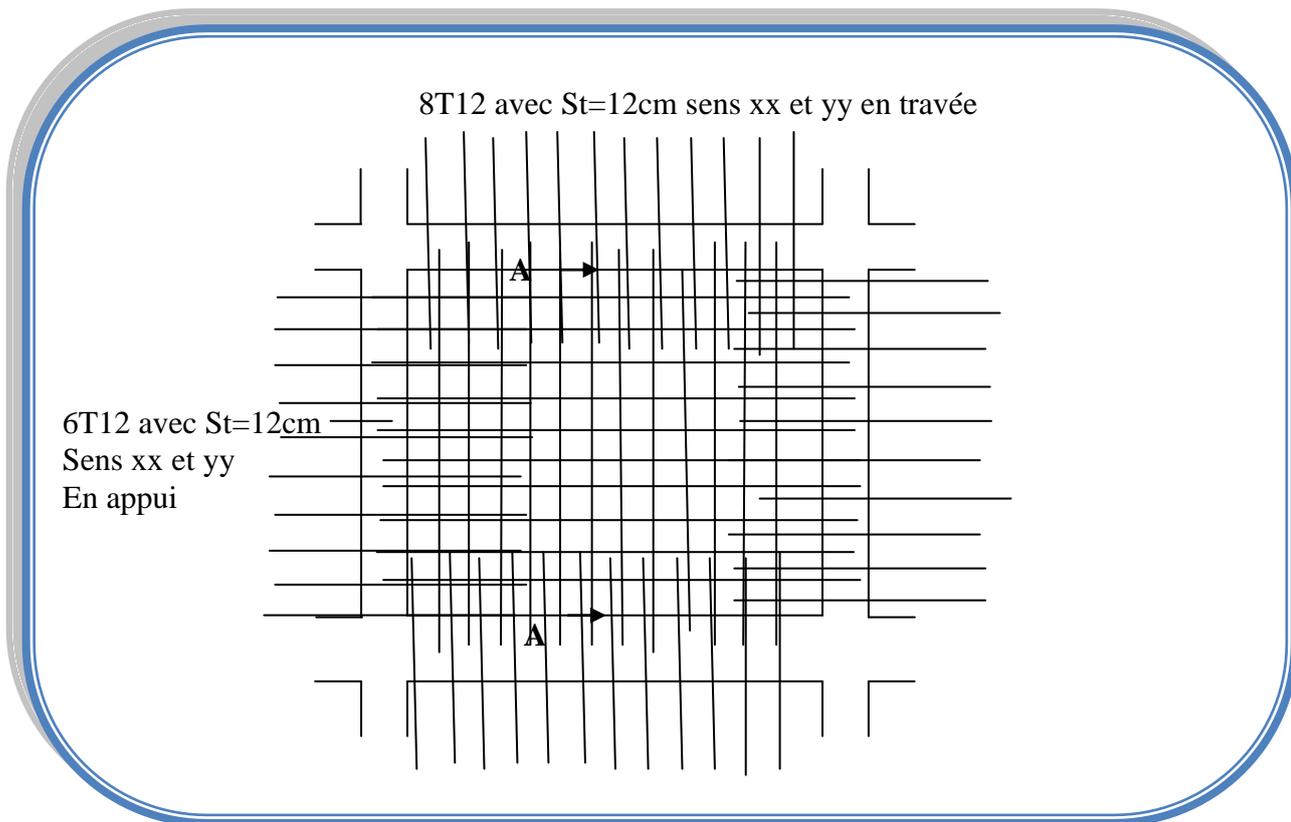


Figure VI.7. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.

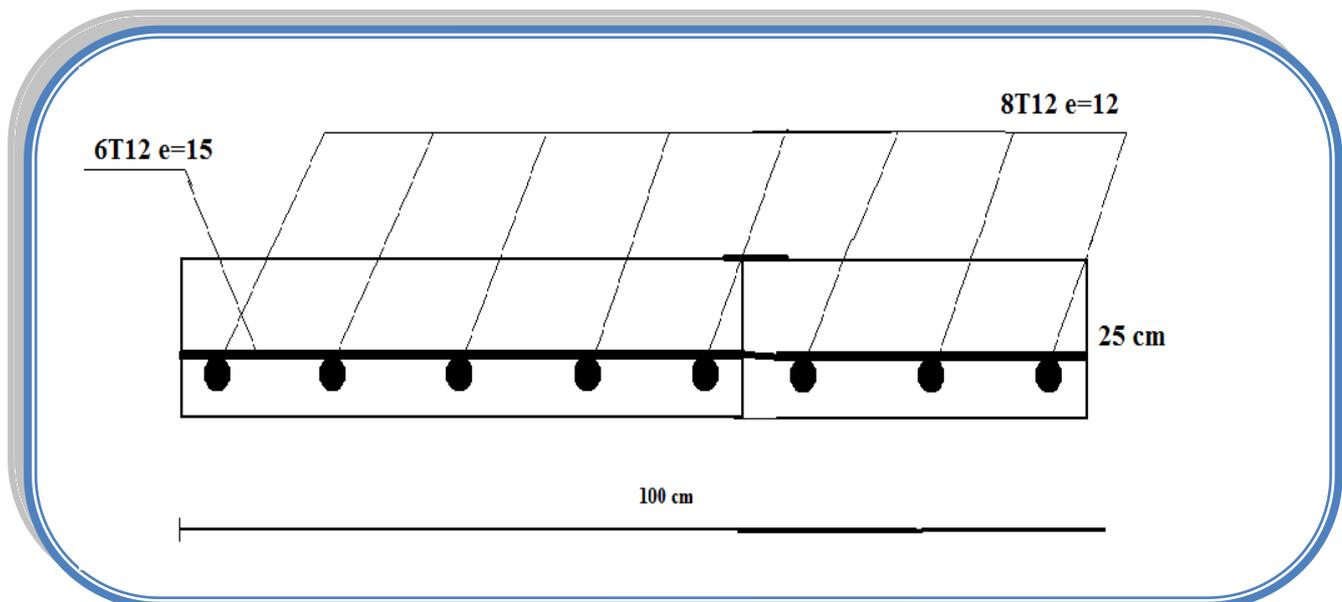


Figure VI.8. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y en travée.

VI.4.Ferraillage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1,00\text{m}$, le calcul du ferraillage sera fait pour une.

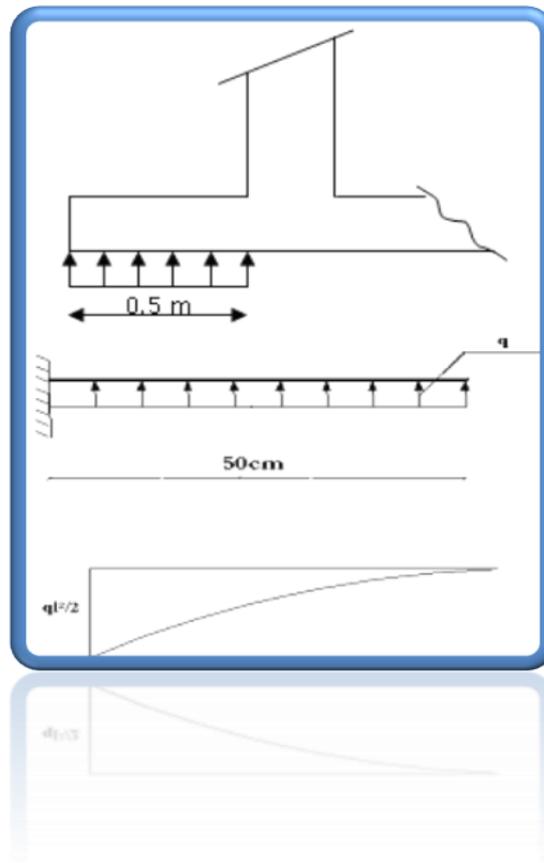


Figure.VI.9. Diagramme des moments.

Calcul de ferraillage : (BAEL 91 modifié 99)

$q_u=131,95\text{KN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=25\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 9,28\text{KNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 22,35\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 1,18\text{cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,71\text{cm}^2$$

On adopte: **4T12=4,52cm²**

S_t=20cm

- **Armature de répartition:**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10=3,14 cm²; S_t=25cm**

- **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{ser} = 85,13 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 5,99 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VI.15. Vérifications des contraintes du béton et d'acier

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
15.82	4,52	4,89	0,249×10 ⁵	3,10	15	82,65	240	OK

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,066 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,002 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,066 \geq 0,004 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

VI.5. Ferrailage des longrines (RPA 91 version 2003)

D'après (RPA99 version 2003) Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés 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 de la longrine :

Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrines de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

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

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

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(Pour une zone IIb et un site de catégories S3 on a $\alpha = 10$)

On Prend : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

N : La force qui agisse sur le poteau

Le ferrailage minimal, ne dépasse pas **(0,6%B)** et l'espacement, ne dépasse pas **(20cm, 15 $\Phi \ell$)**

b. Calcul de ferrailage à l'E.L.U:

Le calcul des armatures se fera à la traction simple

$$N_{u \max} = 4024,329 \text{ KN}$$

$$Nu = \frac{N_{\max}}{10} = \frac{4024,329}{10} = 402,4329 \text{ KN}$$

$$Nu \leq A_s \cdot \sigma_s \Rightarrow A_s \geq \frac{Nu}{\sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s \geq \frac{402,4329 \times 10}{348} = 11,56 \text{ cm}^2 \quad A_s \geq 11,56 \text{ cm}^2$$

Vérification : $(B = b \times h)$

$$A \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 30 \times 2,1}{400} = 4,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot B = 0,6\% \times \frac{30 \times 30}{100} = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = 11,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

Alors : On prend $A_s = 11,56 \text{ cm}^2$

D'où : $A_s = 6T16 = 17,4 \text{ cm}^2$

Etat limite de service : E.L.S

$$N_s = 1960,14 \text{ KN}$$

$$N_s = \frac{N_s}{10} = \frac{1960,14}{10} = 196,014 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t 28}) \right\}$$

$\eta = 1,6$(barre à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; \max\left(\frac{400}{2}; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \right\}$$

$$\sigma_s = 200 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{196,014}{200} = 9,8 \text{ cm}^2$$

Au (E.L.U) = 17,4 cm² > A_s (E.L.S) = 9,8 cm²

Alors : Les armatures calculées à l'état limite ultime sont convenables.

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{\ell \max}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 16\right) = 8,75 \text{ mm}$$

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

L'espacement: S_t :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \Phi_{\ell})$$

$$S_t \leq \min(20; 15 \cdot 1,6) = 20 \text{ cm} \quad \text{donc: } S_t = 15 \text{ cm}$$

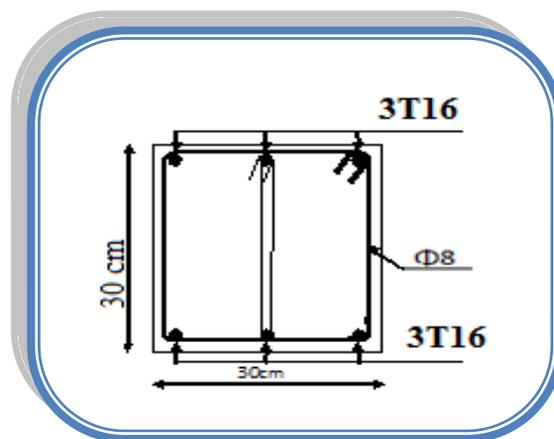


Figure VI .10. Ferrailage de la longrine.

VI.6 Voile périphérique (RPA 99 vresion2003)

Selon le règlement **RPA2003** les ossatures au dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

- Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 20\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

- **Armatures verticales :**

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{RPA 99 vresion2003})$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- **L'espacement :**

$$e = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 20\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- **L'espacement :** $e = 25 \text{ cm}$

VI.6.1. Schéma de ferrailage de voile périphérique

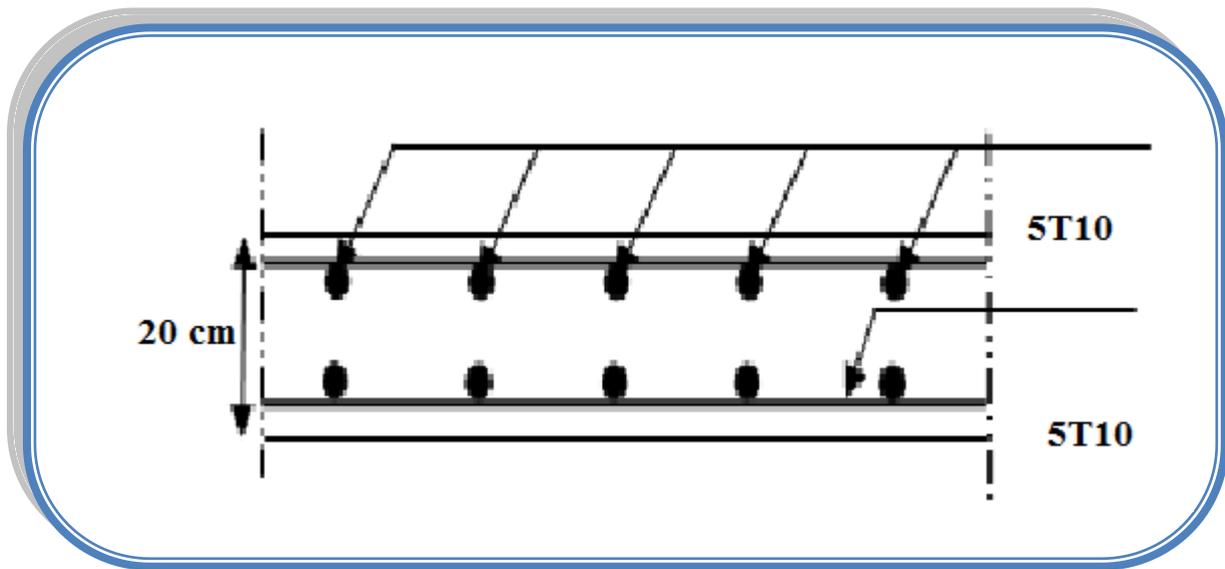


Figure VI.11. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.

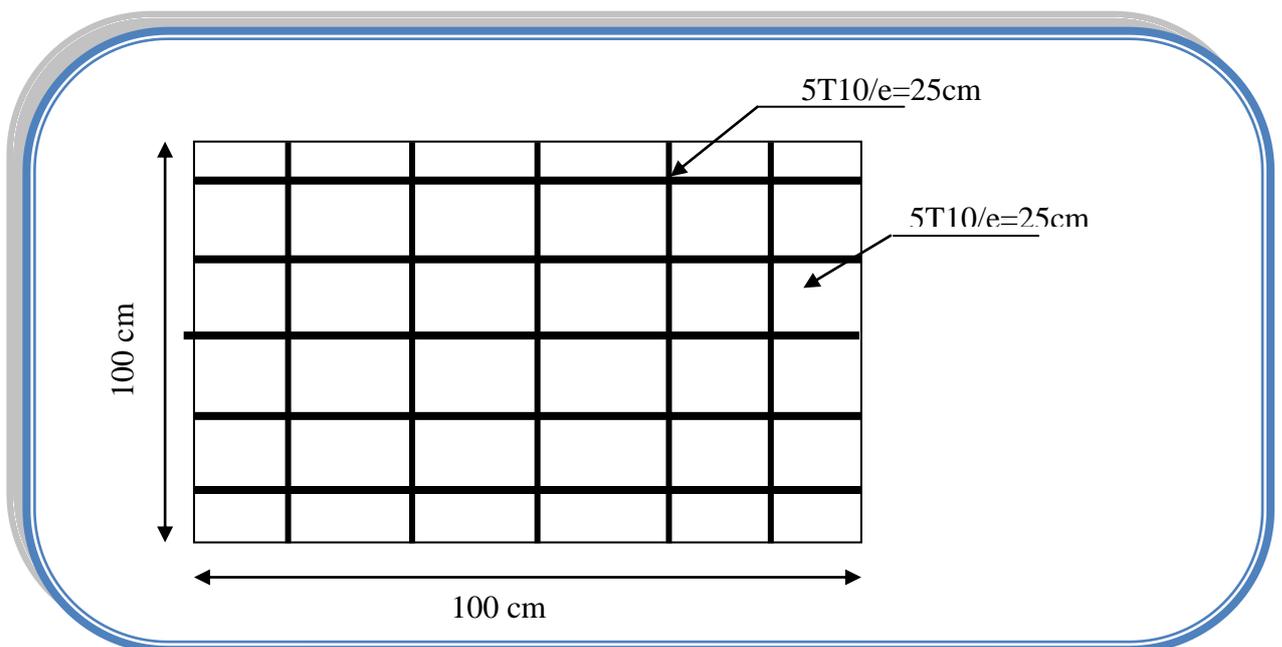


Figure VI.12. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion

Conclusion

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix des ces éléments et leurs dimensionnement, lors de la conception du bâtiment.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le **SAP 2000 versions 14**.

Grâce au logiciel SAP2000, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le **RPA99 versions 2003**.
- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un impact déterminant sur le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du **SAP2000**) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Références et Bibliographique

[1] Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003

[2] BAEL 91 Modifié 99

[3] Règles de conception et de calcul des ouvrages en BA (CBA 93)

[4] Formulaire du béton armé 1 ---VICTOR DAVIDOVICI

[5] Etude de la structure en béton --- Jean-Marie Husson

[6] Calcul pratique des fondations et des soutènements ---A.Bouafia.

[7] Conception et calcul des structures de bâtiment ---Henry Thonier.

[8] Plan d'architecteur (bureau d'étude KERROUCHE Mohamed)

ANNEXE

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

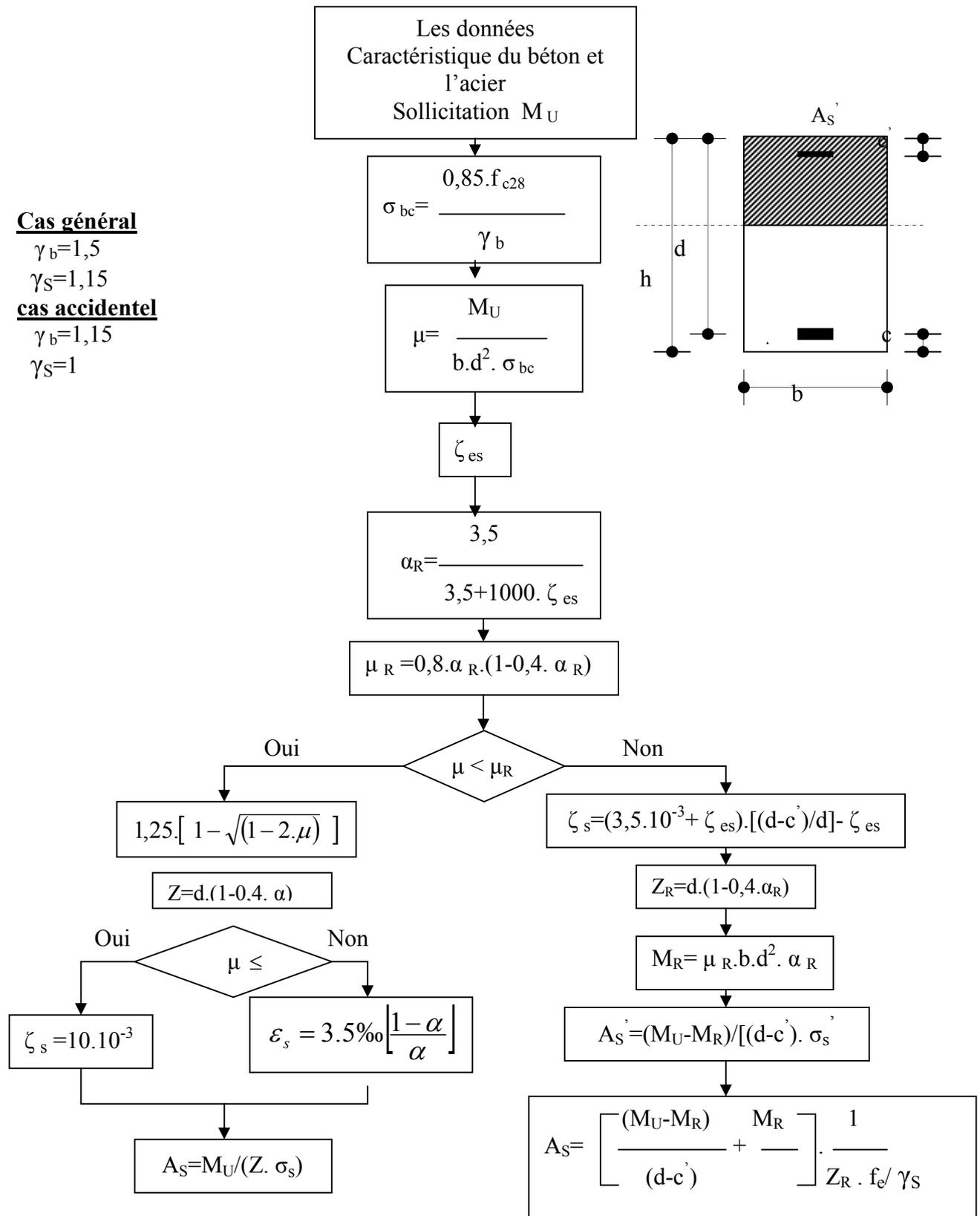
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentel

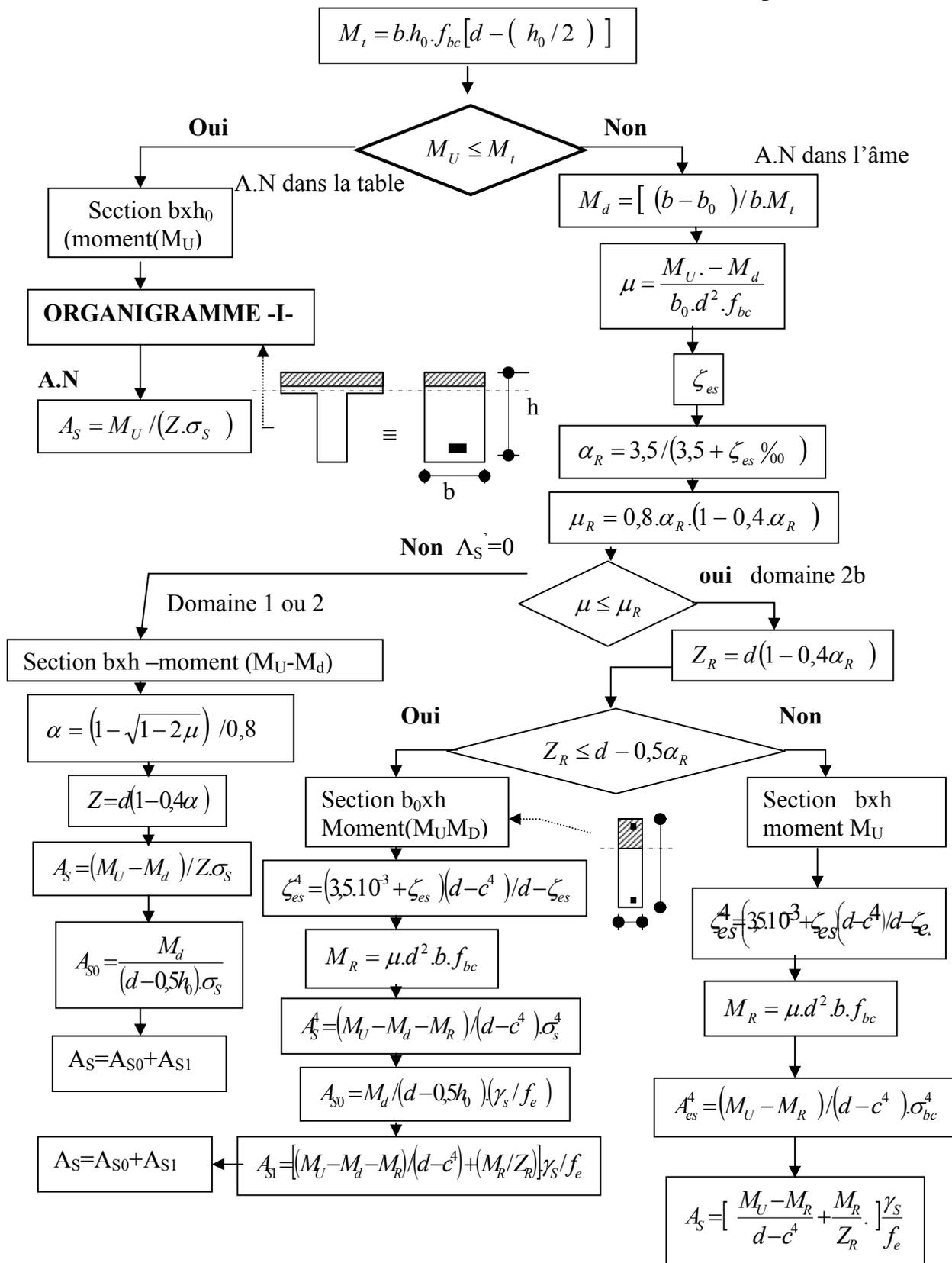
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



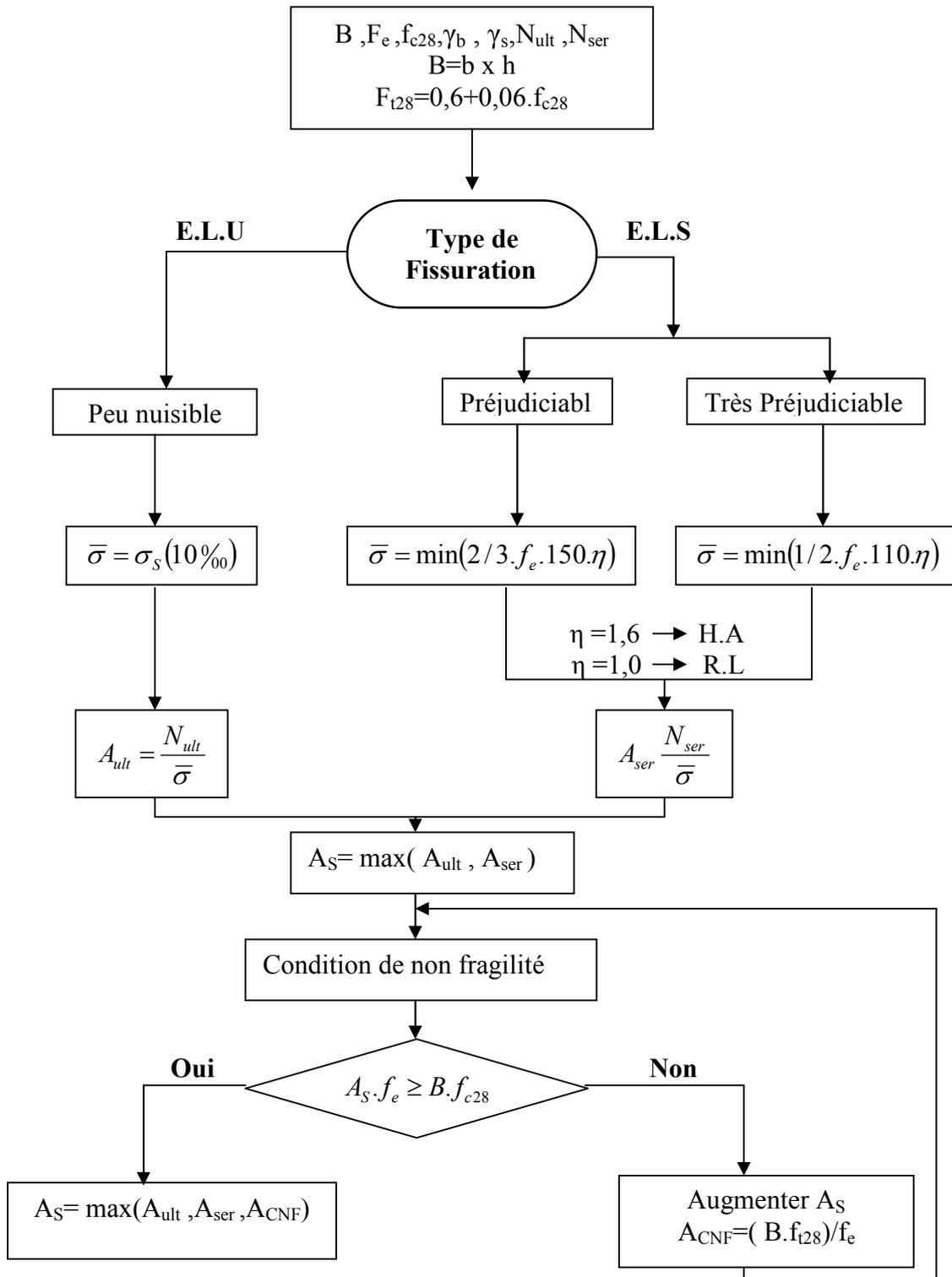
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



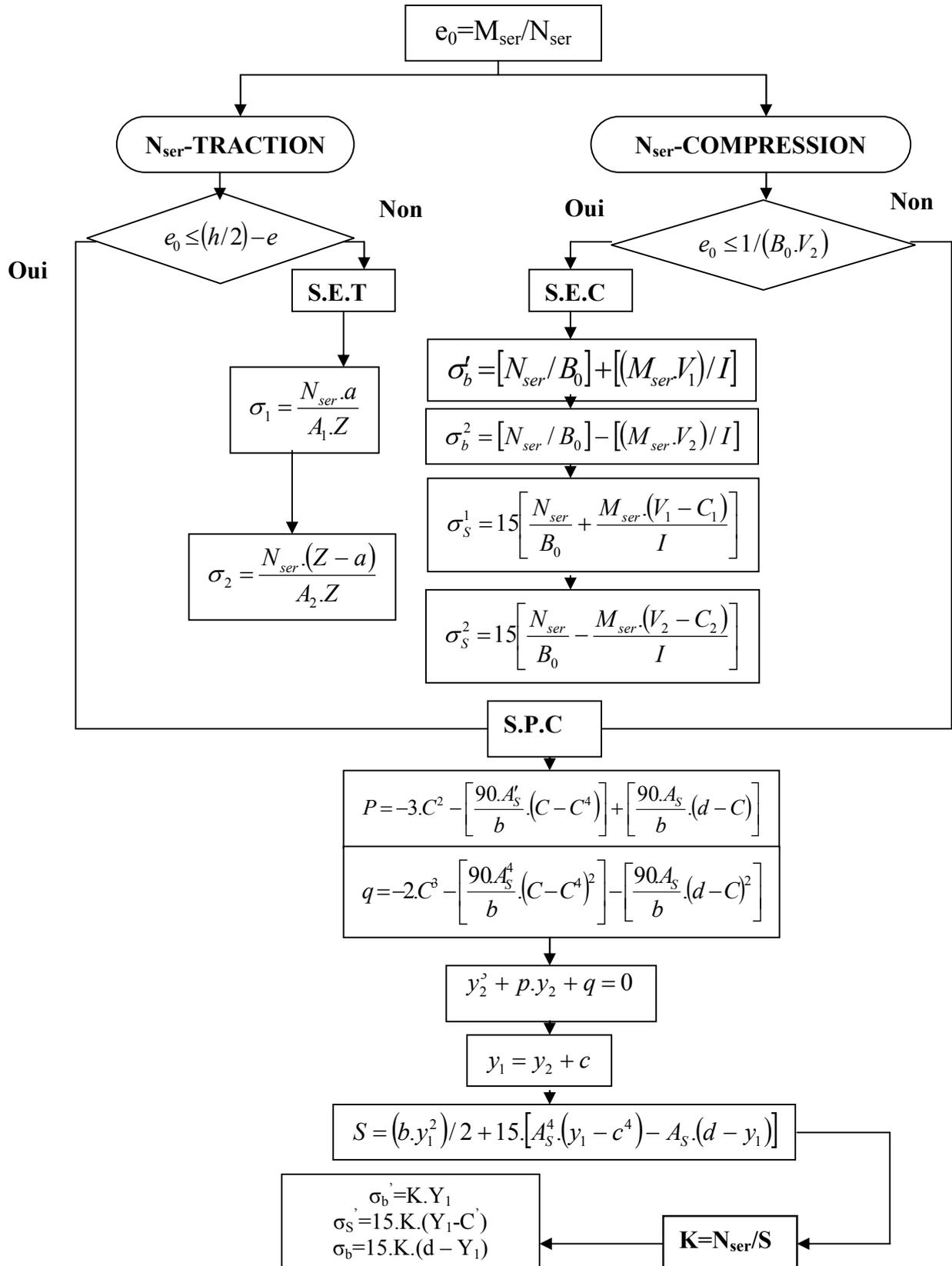
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple



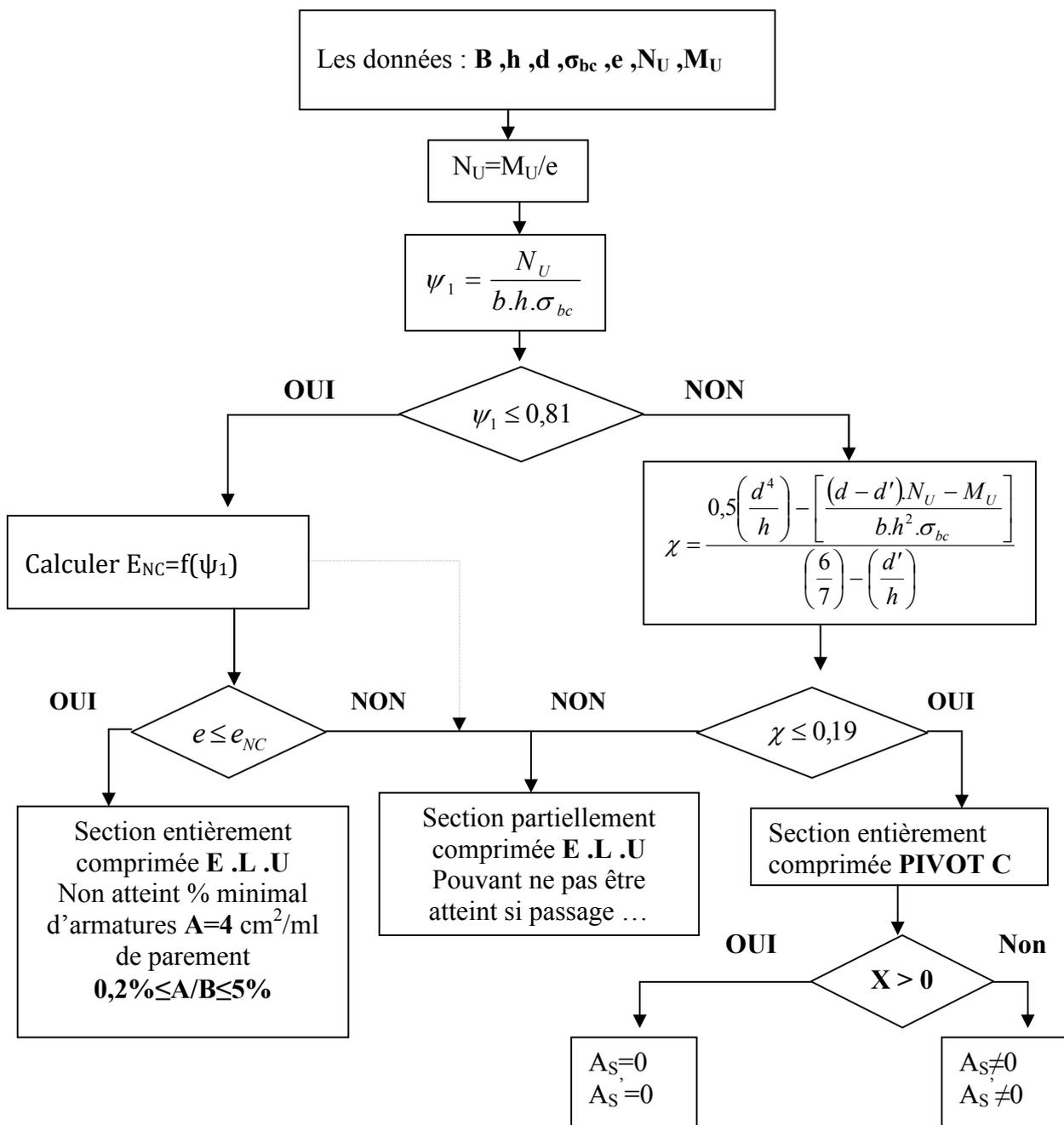
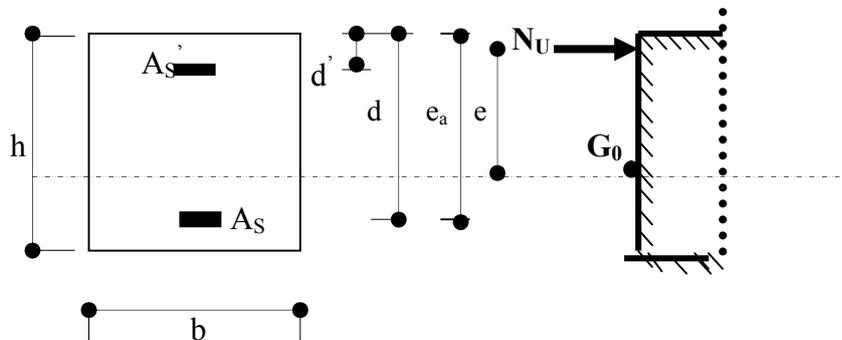
ORGANIGRAMME-4-

Flexion composee à E.L.U



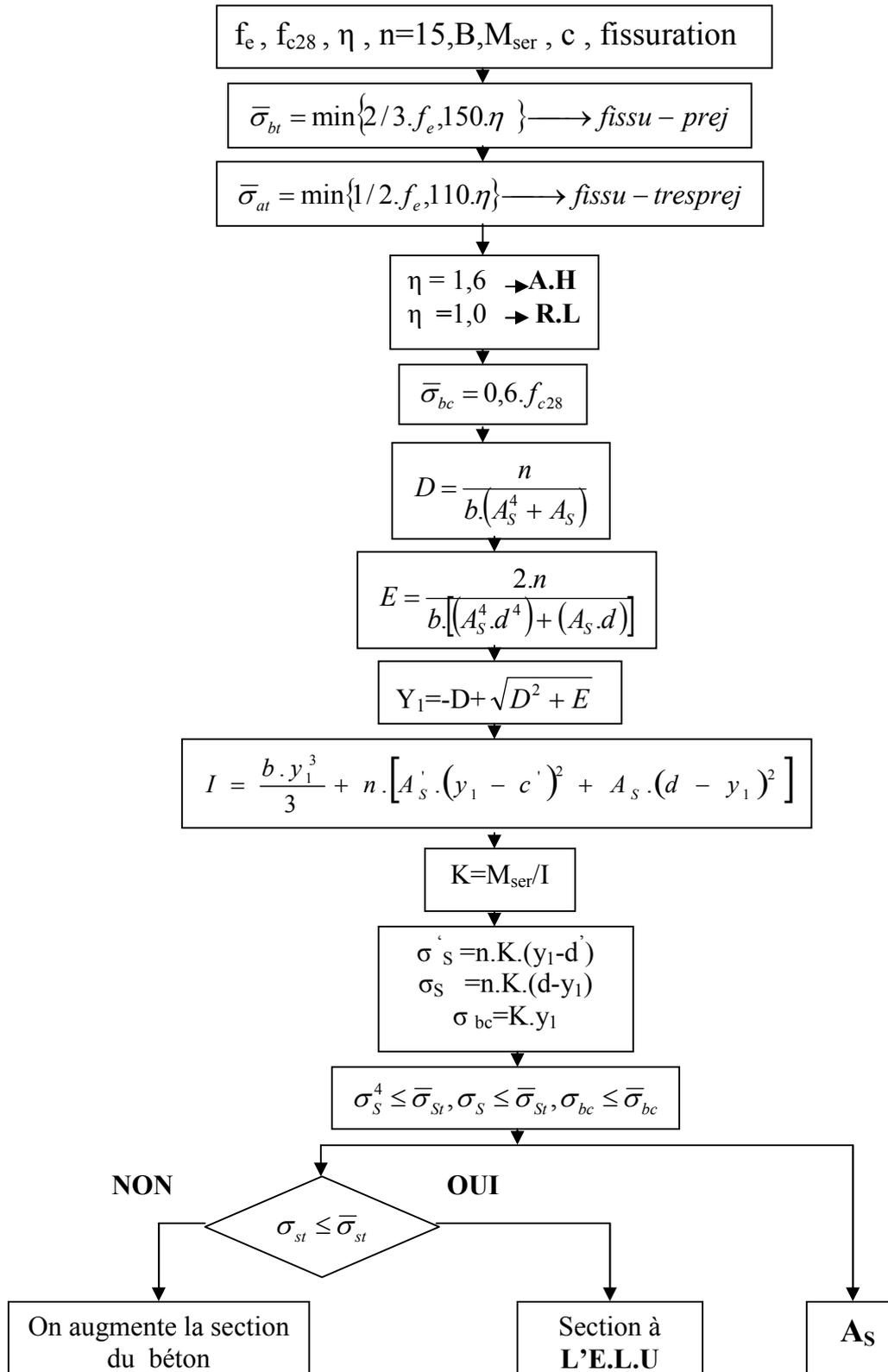
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire A 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

A l'effort tranchant

