

UNIVERSITÉ DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité: Structure.

TITRE :

ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME
R + 10 + 1 SOUS-SOL.

Par

Isma Boukhari

Meriem Asma Mellas

Devant le jury composé de :

Prenom NOM	U. Saad Dahleb-Blida	President
Prenom NOM	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Prenom NOM	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Amina Debbih	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, juin 2024

ملخص

الهدف المراد الوصول اليه في إطار هذه المذكرة هو دراسة عمارة خرسانية مسلحة ذات استخدامين (سكن و تجارة) غير منتظمة الشكل ، تتكون من طابق ارضي +10طوابق + طابق سفلي .

يقع هذا المشروع في ولاية البليدة بلدية البلدية، و تصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية رقم III وفقا للقواعد الجزائية المضادة للزلازل (RPA 99 version 2003 , BAEL 91 modifié)

ان استقرار البناية بالنسبة للحمولات العمودية و الأفقية يتم من خلال نظام تقوية مختلط (الأعمدة و روافد + جدران الخرسانة المسلحة) ، و قد تم وضع التصميم و حساب تسليح جميع العناصر المقاومة وفقا للأنظمة الجزائرية المعمول بها (CBA 93, RPA 99 2003).

و تم اجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS . و قد تم تسليح العناصر الحاملة (الأعمدة + الروافد) بواسطة برنامج التسليح SOCOTEC، تم ايضا حساب تسليح جدران الخرسانة المسلحة يدويا .

و اخيرا دراسة عناصر البنية التحتية ، أي الأساسات .

الكلمات المفتاحية :

العمارة، الخرسانة المسلحة، التحليل الديناميكي.

RESUME

L'objectif de ce mémoire est d'étudier un bâtiment en béton armé bi-usage (habitation et commerce) de forme irrégulière, composée d'un rez-de-chaussée + 10 étages + un sous-sol. Ce projet est situé dans la wilaya de Blida dans la commune de Blida, cette zone est classé comme zone sismique III conformément aux règles parasismique algériennes (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié).

La stabilité du bâtiment pour les charges verticales et horizontales se fait par un système de contreventement mixte (portiques + voiles), et le dimensionnement et le calcul de ferrailage de tous les éléments résistants ont été élaborés conformément à la réglementation algérienne en vigueur (CBA 93, RPA 99 2003).

L'analyse dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS. Les éléments porteurs (colonnes + affluents) ont été ferraille par le logiciel SOCOTEC.

Le ferrailage été calculé manuellement.

Et enfin étudier les éléments d'infrastructure, les fondations.

Les mots clés :

Bâtiment, béton armé, analyse dynamique.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to study a two-use reinforced concrete building (residential and commercial) of irregular shape, composed of a ground floor + 10 floors + a basement

This project is located in the wilaya of Blida in the municipality of Blida, this area is classified as seismic zone III in accordance with the Algerian seismic rules (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modified).

The stability of the vessel for vertical and horizontal loads is achieved by a mixed bracing system (gantry + sails), and the design and reinforcement calculation of all the resistant elements were developed in accordance with the Algerian regulations in force (CBA 93, RPA 99 2003).

The dynamic analysis was carried out using the ETABS software. The supporting elements (columns + tributaries) were scrapped by the SOCOTEC software.

Reinforcement was calculated manually.

And finally study the infrastructure elements, the foundations.

Key words:

Building , reinforced concrete, dynamic analysis.

اهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

قال تعالى: « فأذكروني أذكركم و واشكروا لي و لا تكفرون "

الحمد لله الذي وفقني و أعانني على البدء و الختام ، الحمد لله الذي ما نجحت و ما علوت و لا توفقت إلا برضاه ، الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات و بفضلته تنزل الخيرات و بتوفيقه تتحقق المقاصد و الغايات.....

عظم المراد، فهان الطريق، و نلت ما كان بالأمس حلما.

لم تكن الرحلة قصيرة و لا الطريق محفوفاً بالتسهيلات لكن ها أنا أشارك على إتمام مشواري الدراسي مصافحة كف التخرج مودعة سنين مضت.

في نهاية هذا العمل المتواضع و نهاية اللقاء اسدي ثمرة نجاحي إلى :

من كلله الله بالهبة و الوقار، دمت لي سندا و فخرا "أبي الغالي "

إلى قرة عيني، حبيبتي، و ملجئي الدائم " أمي الغالية "

إلى من شد الله بهن عضدي ، مؤنساتي ، طيب حياتي، اخواتي الجميلات " صبرينة ، جميلة ، أمينة ، ريم و صفية" دمتن لي فخرا و عزا.....

إلى اخوتي سندي و مسندي " مولود و حميد "

إلى كل عائلتي و من ساندني و تمنى لي الخير بعيدا أو قريبا كان.....

إلى صاحبة الفضل في التوجيه و الدعم الدائم و المتواصل و الأخص بالذكر أستاذتي و مشرفتي " ذبيح أمينة "

إلى صديقاتي الوفيات " إحسان ، وسام و أميمة ".

إلى نفسي التي تحملت مشقة و عناء الطريق و تجاوزت مطبات الحياة بكل عزيمة و اصرار ، ها أنا قد و صلت إلى حلمي رغم كل الظروف فهنيئا لي ، الحمد لله حمدا كثيرا طيبا مباركا فيه.

بوخاري إسمى

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents

A mes très chers parents je dédie ce travail a mes parents pour leur amour inconditionnel et leur soutien sans faille, qui ont été le phare dans l'obscurité des nuits d'étude. En signe de reconnaissance, qu'ils trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts et de moyen pour me voie réussir dans mes études.

À toute ma famille

À mes chers sœurs Meissa, Neila et Imen, mes frères Hani et Adel, mon oncle Hafid qui mont encourage et soutenue durant mes études.

A mes très chers amis

A ma binôme Isma, à tous mes amis en particulier mes meilleurs amis qui ont été une source de motivation et de positivité.

A tous ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'encouragent et supportent pour donner le meilleur de moi-même

Mellas Meriem Asma

REMERCIEMENTS

En achevant ce travail humble, nous désirons exprimer notre sincère reconnaissance et nos chaleureux remerciements à tous ceux qui ont apporté leur aide, de manière directe ou indirecte, à l'accomplissement de cette thèse.

Avant tout, nous sommes infiniment reconnaissants envers Allah, le Tout Clément et Miséricordieux, pour nous avoir octroyé la force et la persévérance nécessaires pour réaliser ce travail.

Nous adressons nos remerciements les plus sincères à notre directrice de thèse, Madame DEBBIH Amina, pour son accompagnement remarquable, ses conseils avisés et sa présence assidue tout au long de ce parcours universitaire. Sa compétence et sa patience ont été cruciales pour le progrès de notre étude.

Nous exprimons notre gratitude aux membres du jury qui nous ont honorés en évaluant notre travail.

Nos remerciements vont également à l'ensemble des professeurs et au personnel administratif de l'Université SAAD DAHLEB BLIDA, en particulier aux enseignants du département de Génie civil, pour leur rôle dans notre éducation et la préparation de ce mémoire.

Enfin, nous tenons à remercier notre famille, et tout spécialement nos parents et nos sœurs, pour leur amour, leur patience et leur soutien inébranlable. Leur confiance et leur appui ont été déterminants dans notre succès.

LISTE DES FIGURES :

- Figure I.1 :** Diagramme Contraintes–Déformations du béton à l'ELU.....
- Figure I.2 :** Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.
- Figure I.3 :** Diagramme contraintes– déformations d'acier à l'ELU.
- Figure II.1 :** coupe d'un plancher corps creux.
- Figure II.2 :** Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.
- Figure II.3 :** Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.
- Figure II.4 :** Coupe verticale du plancher courant à corps creux.
- Figure II.5 :** Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.
- Figure II.6 :** Constituants d'un mur extérieur à double cloison.
- Figure II.7 :** section réduite du poteau.
- Figure II.8 :** la surface supporte par le poteau central (niveau RDC).
- Figure II.9:** la surface supporte par le poteau central (de 1er jusqu'à 10eme étage).
- Figure II.10 :** la surface supporte par le poteau central (niveau terrasse).
- Figure II.11:** disposition des charges d'exploitation (niveau RDC).
- Figure II.12 :** disposition des charges d'exploitation (de 1er jusqu'à 8eme étage).
- Figure II.13 :** disposition des charges d'exploitation (9eme ; 10eme étage).
- Figure II.14 :** disposition des charges d'exploitation (niveau terrasse).
- Figure II.15 :** Coupe de voile en élévation.
- Figure III.1 :** Dimensions de l'acrotère.
- Figure III.2 :** Schéma statique de l'acrotère.
- Figure III.3 :** Diagrammes des efforts à l'ELU.
- Figure III.4:** Coupe horizontale d'un acrotère.
- Figure III.5:** position de centre de pression.
- Figure III.6:** ferrailage de l'acrotère.
- Figure III.7 :** Dimensions de l'escalier.
- Figure III.8:** Schéma statique de l'escalier.
- Figure III.9 :** Schéma statique de l'escalier
- Figure III.10 :** Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.
- Figure III.11 :** Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS.
- Figure III.12:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.
- Figure III.13 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.
- Figure III.14 :** Dimensions de l'escalier.
- Figure III.15:** Ferrailage de l'escalier.

Figure III.16: schéma statique du chargement du balcon.

Figure III.17 : Dimensions du balcon.

Figure III.18 : schéma de ferrailage du balcon.

Figure III.19 : Coupe du plancher en corps creux.

Figure III.20 : Dimensions De La Poutrelle.

Figure III.21 : Schéma statique de Poutrelle à quatre travées.

Figure III.22 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELU.

Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELS.

Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELU.

Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELS.

Figure. III.26 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

Figure III.27: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

Figure III.28: Schéma de dalle pleine.

Figure III.29: Schéma de ferrailage des dalles pleines.

Figure IV.1 : Spectre de réponse selon x.

Figure IV.2 : Spectre de réponse selon y.

Figure IV.3 : Vue en plan du modèle initial.

Figure IV.4 : Vue en plan du modèle 1 avec voiles de contreventement.

Figure IV.5 : Vue en plan du modèle 1 de 1^{er} mode (translation selon x).

Figure IV.6 : Vue en plan du modèle 1 de 2^{ème} mode (translation selon y).

Figure IV.7 : Vue en plan du modèle 1 de 3^{ème} mode (rotation).

Figure IV.8 : Vue en plan du modèle 2.

Figure IV.9 : Vue en plan du modèle 2 de 1^{ère} mode (translation selon x).

Figure IV.10 : Vue en plan du modèle 2 de 2^{ème} mode (translation selon y).

Figure IV.11 : Vue en plan du modèle 2 de 3^{ème} mode (rotation).

Figure V.1: schéma du ferrailage du Poteau 10^{ème}, 9^{ème} et 8^{ème} étage.

Figure V.2: schéma du ferrailage Poteau 7^{ème} étage.

Figure V.3: schéma du ferrailage Poteau 6^{ème} et 5^{ème} étage.

Figure V.4: schéma du ferrailage Poteau 4^{ème} et 3^{ème} étage.

Figure V.5: schéma du ferrailage Poteau 2^{ème} et 1^{er} étage.

Figure V.6: schéma du ferrailage Poteau RDC et sous-sol.

Figure V.7 : arrêts des barres.

Figure V.8: résultats de flèches poutre porteuse(habitation).

Figure V.9 : résultats de flèches poutre non porteuse(habitation).

Figure V.10: résultats de flèches poutre porteuse(terrasse).

Figure V.11: résultats de flèches poutre non porteuse(terrasse).

Figure V.12 : Schéma de ferrailage de poutre principale 30x55.

Figure V.13 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 30x45.

Figure V.14 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 30x45 (habitation).

Figure V.15 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 30x45 (terrasse).

Figure V.16: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

Figure V.17: Définition de l'élément mur.

Figure V.18 : murs non raidi latéralement .

Figure V.19: Niveau de vérification.

Figure V.20 : Détail de diagramme des contraintes.

Figure V.21 : Schéma de voile.

Figure V.22: Disposition des voiles dans la structure.

Figure V.23 : schéma du ferrailage du voile V2 (zone 1).

Figure V.24 : schéma du ferrailage du voile V2 (zone 2,3) ; V7 (zone 1,2).

Figure V.25 : schéma du ferrailage du voile V2 (zone 5).

Figure V.26 : schéma du ferrailage du voile V5 (zone 1).

Figure V.27 : schéma du ferrailage du voile V6 (zone 1, 2,3).

Figure V.27 : schéma du ferrailage du voile V6 (zone 4,5).

Figure V.28 : schéma du ferrailage du voile V1 (zone 2, 3, 4,5) et V5 (zone 3, 4,5).

Figure V.29 : schéma du ferrailage du voile V1 (zone 1) et V5 (zone 2) et V7 (3, 4,5).

Figure V.30 : schéma du ferrailage du voile V3 (zone 1).

Figure V.31 : schéma du ferrailage du voile V3 (zone 2, 3, 4, 5) et V4 (zone 1, 2, 3, 4, 5).

Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

Figure VI. 2 : schéma statique du bâtiment.

Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.

Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier.

Figure VI.5: schéma de ferrailage du radier.

Figure VI.6: schéma de ferrailage de la nervure sens porteur.

Figure VI.7: schéma de ferrailage de la nervure sens non porteur.

Figure VI.8 : Schéma statique des débords.

Figure VI.9: diagramme des moments.

Figure VI.10 : Poussées des terres.

Figure VI.11: Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x et sens y-y .

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse à dalle pleine.

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher courant à corps creux.

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.5 : Charges permanentes du balcon.

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur à double cloison.

Tableau II.7 : Charges permanentes du Cloisons légères.

Tableau II.8 : Charges d'exploitation.

Tableau II.9 : Dégression des surcharges des charges d'exploitations.

Tableau II.10: la surface supporté par le poteau centrale.

Tableau II.11 : Les charges supportées par le poteau central.

Tableau II.12 : Dimension de poteau de chaque étage.

Tableau II.13 : Choix des sections.

Tableau III.1 : Charges permanentes du Palier.

Tableau III.2 : Charges permanentes du Paillasse.

Tableau III.3 : Charges à l'ELU et l'ELS.

Tableau III.4 : Calcul du ferrailage.

Tableau III.5: Vérification à l'E.L.S.

Tableau III.6: Vérification de la flèche de l'escalier.

Tableau III.7: Récapitulatif de la vérification de la flèche.

Tableau III.8: Charges permanentes du balcon.

Tableau III.9 : Charges permanentes du garde-corps.

Tableau III.10: Combinaison des charges.

Tableau III.11: Valeurs des efforts internes.

Tableau III.12 : Ferrailage du balcon.

Tableau III.13 : Vérification des contraintes.

Tableau III.14: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Tableau III.15 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

Tableau III.18 : Ferrailage de la dalle pleine.

Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau III.20: Vérification de la flèche de la dalle pleine.

Tableau III.21 : Récapitulatif de la vérification de flèche.

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Tableau IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Tableau IV.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 1.

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 1.

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 1.

Tableau IV.7 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 2.

Tableau IV.9: Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 2.

Tableau IV.10 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 2.

Tableau IV.11 : Justification des portiques sous charges horizontales sens x-x.

Tableau IV.12 : Justification des portiques sous charges horizontales sens y-y.

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 2 avec $R=3,5$.

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 2 avec $R=3,5$.

Tableau IV.15: Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 2 avec $R=3,5$.

Tableau IV.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Tableau IV.17 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y.

Tableau V.1 : ferrailage des poteaux durable (N^{\max} , M^{corr}).

Tableau V.2 : ferrailage des poteaux durable (N^{\min} , M^{corr}).

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Tableau V.4: Ferrailages des poteaux en en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux en en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux en en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux en en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux en en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux.

Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{\max} , M^{corr}).

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{\min} , M^{corr}).

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{\max} , N^{corr}).

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Tableau V.15 : Espacements maximales des poteaux selon RPA99.

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses 30×55 (situation durable).

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30×55 (situation accidentelle).

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30*55 (situation accidentelle).

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×45 (situation durable).

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×45 (situation accidentelle).

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×45 (situation accidentelle).

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres porteuses.

Tableau V.24 : Ferrailage des poutres non porteuses.

Tableau V.25 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau V.26 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.

Tableau V.27 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Tableau V.28 : Vérification thermique des poutres à l'ELS.

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Tableau V.30: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales.

Tableau V.32 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre porteuse(habitation).

Tableau V.33 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre non porteuse(habitation).

Tableau V.34 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre porteuse(terrasse).

Tableau V.35 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre non porteuse(terrasse).

Tableau.V.36 : Valeur de (l_f / l) cas d'un mur non raidi latéralement.

Tableau V.37: calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim.}}$.

Tableau V.38 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).

Tableau V.39ferraillage du voile V1 (N^{\min} ; M^{corr}).

Tableau V.40 : Le ferraillage du voile V1 (N_{max} ; M_{corr}).

Tableau V.41: Le ferraillage du voile V1 (M^{max} ; N^{corr}).

Tableau V.42: Le ferraillage du voile V2 (N^{\min} ; M^{corr}).

Tableau V.43: Le ferraillage du voile V2(N^{max} ; M^{corr}).

Tableau V.44: Le ferraillage des voiles V2 (M^{max} ; N^{corr}).

Tableau V.45 : Le ferraillage du voile V3 (N^{\min} ; M^{corr}).

Tableau V.46 : Le ferraillage du voile V3 (N^{max} ; M^{corr}).

Tableau V.47 : Le ferraillage du voile V3 (M^{max} ; N^{corr}).

Tableau V.48: Le ferraillage du voile V4 (N^{\min} ; M^{corr}).

Tableau V.49: Le ferraillage du voile V4 (N^{max} ; M^{corr}).

Tableau V.50: Le ferraillage des voiles V4 (M^{max} ; N^{corr}).

Tableau V.51 : Le ferraillage du voile V5 (N^{\min} ; M^{corr}).

Tableau V.52 : Le ferraillage du voile V5 (N^{max} ; M^{corr}).

Tableau V.53 : Le ferraillage du voile V5 (M^{max} ; N^{corr}).

Tableau V.54: Le ferrailage du voile V6 (N^{\min} ; M^{corr}).

Tableau V.55: Le ferrailage du voile V6 (N^{\max} ; M^{corr}).

Tableau V.56: Le ferrailage des voiles V6 (M^{\max} ; N^{corr}).

Tableau V.57 : Le ferrailage du voile V7 (N^{\min} ; M^{corr}).

Tableau V.58 : Le ferrailage du voile V7 (N^{\max} ; M^{corr}).

Tableau V.59 : Le ferrailage du voile V7 (M^{\max} ; N^{corr}).

Tableau V.60: Le choix de ferrailage du voile V1.

Tableau V.61 : Le choix de ferrailage du voile V2.

Tableau V.62 : Le choix de ferrailage du voile V3.

Tableau V.63 : Le choix de ferrailage du voile V4.

Tableau V.64 : Le choix de ferrailage du voile V5.

Tableau V.65: Le choix de ferrailage du voile V6.

Tableau V.66: Le choix de ferrailage du voile V7.

Tableau V. 67: Résultat de ferrailage horizontal.

Tableau VI. 1 : Choix de hauteur des nervures.

Tableau VI. 2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

Tableau VI.4 : Calcul des moments à l'ELU.

Tableau VI. 5 : Calcul des moments à l'ELS.

Tableau VI.6 : Ferrailage du radier.

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes.

Tableau VI.8: Vérification des contraintes (après l'augmentation).

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

Tableau VI.11: Vérification des contraintes.

Tableau VI.12: Vérification des contraintes (après augmentation).

Tableau VI.13 : Choix des armatures transversales.

Tableau VI.14 : Ferrailage des débords.

Tableau VI.15 : ferrailage de voile périphérique.

Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes.

LISTE DES SYMBOLES :

- A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
- A_u : Section d'aciers à l'ELU.
- A_t : Section d'armature transversale.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- Br : Section réduite.
- B : La largeur (m).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS : Etat limite de service.
- ELU : Etat limite ultime.
- E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
- E_b : Module de déformation longitudinal de béton.
- E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- G : Action permanente.
- I : Moment d'inertie (m).
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée.
- I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.
- Q : Charge d'exploitation.
- L : Longueur ou portée.
- M : Moment en général.
- M_a : Moment sur appui.
- M_u : Moment de calcul ultime.
- M_{ser} : Moment de calcul de service.
- M_t : Moment en travée.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

F : Force concentrée.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

R : Coefficient de comportement global.

S_t : Espacement des armatures.

T : température uniforme.

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : Poids propre de la structure.

X, Y et Z Coordonnées en général.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimé.

c : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus con.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

h : Hauteur total du radier.

σ_{bc} : Contrainte du béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

v : Coefficient de poisson.

σ : Contrainte normale.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k: Coefficient de portance.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

β : Coefficient de pondération.

λ : Enlacement.

Φ : Coefficient de sécurité.

Y : Position de l'axe neutre.

UNITES :

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) : m ; cm ; mm : longueurs ; dimensions ; portées.

cm² : Section d'acier.

kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

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

kN/m² (MN/m² ; N/m²) : Charge surfacique.

kN/m³ (MN/m³ ; N/m³) : Charge volumique.

kNm (MN.m ; N.m) : Moment d'une force.

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

Tables des matières

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

LISTES DES FIGURES

LISTES DES TABLEAUX

LISTES DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment	2
I.4. Description structurelle.....	
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction	
II.2. Pré dimensionnement des planchers	
II.3. Pré dimensionnement des poutres	
II.4. Pré dimensionnement des poteaux	
II.5. Pré dimensionnement des voiles	

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère.....	
III.2. Escaliers	
III.3. Balcons	
III.4. Étude des Plancher.....	
III.5. Plancher en dalle pleine.....	

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	
IV.2. Etude sismique	
IV.3. Choix de la méthode de calcule	
IV.4. La méthode modale spectrale	
IV.5. Résultats de l'analyse sismique	

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction	
V.2. Ferrailage des poteaux.....	
V.3 Ferrailage des poutres	
V.4. Ferrailage des voile.....	

CHPAPITRE VI : ETUDE DE SOL ET CALCUL DES FONDATION

VI.1. Introduction.....	
VI.2. Fonctions assurées par les fondations.....	
VI.3. Classifications des fondations	
VI.4. Calcul des fondations.....	
VI.5. Choix du type des fondations.....	
VI.6. Radier générale.....	

VI.7. Voile périphérique.....

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de Masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre Structure qui est en forme « Irrégulière ».

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent surtout l'état de l'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après Celui du **21 MAI 2003** frappé à **BOUMERDES**.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de **R+10**, Qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (planchers, poutres, poteaux, voiles).
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, planchers, dalle pleine, escaliers, balcons).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **ETBAS**.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape calcul des fondations.

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

Ce chapitre présente les données du bâtiment étudié, concernant le type d'ouvrage, l'usage, les caractéristiques géométriques, les éléments, les propriétés des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un immeuble en (R+10 + 1 sous-sol). Il s'agit d'un bâtiment polyvalent destiné à l'habitation, au commerce. Il est situé dans la wilaya de BLIDA, plus précisément à BEN BOULAID classé en tant que zone de forte sismicité (Zonz III) conformément au règlement parasismique algérien RPA99 [1].

Cet ouvrage est classé selon RPA 99 étant un ouvrage courant d'importance moyenne « groupe 2 », car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

Le bâtiment comporte :

- Un sous-sol d'usage parking.
- RDC à usage commerce.
- 10 étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Notre structure comprend deux types de terrasses : une terrasse accessible et une terrasse inaccessible.

I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment :**I.3.1. Dimension en plan :**

- Longueur totale de l'ouvrage : 26.9 m.
- La largeur totale de l'ouvrage : 22.2 m.

I.3.2. Dimension en élévation :

- La hauteur du sous-sol : 3.23 m.
- La hauteur de RDC : 4,08 m.
- La hauteur d'étage courant : 3,23 m.
- La hauteur totale : 36,38 m.
- La hauteur sans acrotère : 35,78 m.

I.4. Description structurelle :**I.4.1. L'ossature :**

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux sortes d'efforts :

1- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation. 2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

I.4.2. Les planchers :

Ce sont les ouvrages horizontaux porteurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation à chaque étage. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

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

I.4.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

I.4.4. Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse.
- Poutre non-porteuse.

I.4.5. Les escaliers :

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et un palier intermédiaire.

I.4.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. Maçonnerie :

On a deux types :

- 1- Les murs Extérieurs :** sont composés de :
- Une cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
 - Une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
 - Une cloison en brique creuse de 15cm d'épaisseur.

2- Les murs Intérieurs : constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8. Gaine d'ascenseur :

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 10^{ème} étage.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles d'exécution des travaux de constructions d'ouvrages en béton armé (D.T.R) et tous les autres règlements applicables en Algérie (CBA93)

I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange précisément dosé de ciment, de granulats, d'eau et d'adjuvants qui peuvent varier en fonction de ses utilisations. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères :

- 1- Une résistance mécanique élevée.
- 2- Un retrait minimum.
- 3- Une bonne durabilité.

I.5.1.2. Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Elle est mesurée par l'essai de compression axiale d'une éprouvette cylindrique de diamètre 16 cm (section de 200 cm²) et de hauteur 32 cm.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 \cdot 28 \log (j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à 28 jours :

I.5.1.3. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée $f_{t,j}$ est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t,j} = 0,6 + 0,06 f_{c,j} \text{ (MPa)}$$

On a : $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$ donc on trouve :

$$F_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

I.5.1.4. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation longitudinale du béton instantanée (sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures) et différée (sous contraintes normales de longue durée d'application).

- **Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :**

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à j jours, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{c,j})^{1/3} = 34179,55 \text{ Mpa}$$

- **Module d'élasticité défermé « E_{vj} » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à j jours, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{c,j})^{1/3} = 11496,76 \text{ Mpa}$$

I.5.1.5. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relative dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinale}}$$

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

- $\nu = 0,2$ --- Pour les justifications à l'état limite de service.
- $\nu = 0,0$ --- Pour les justifications à l'état limite ultime.

I.5.1.6. Poids volumique :

On adopte la valeur :

- $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ pour le BA.

I.5.1.7. Les contraintes limites de calcul**I.5.1.7.1. Etat limite ultime (ELU)**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique, au-delà de cette limite il y aura ruine de l'ouvrage.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c,j}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $\sigma_{bc} = 17$ MPa.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles $\sigma_{bc} = 22,17$ MPa.

- Le coefficient θ : est fixé à

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ Lorsque la durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ 0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.
- $0,85$: coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

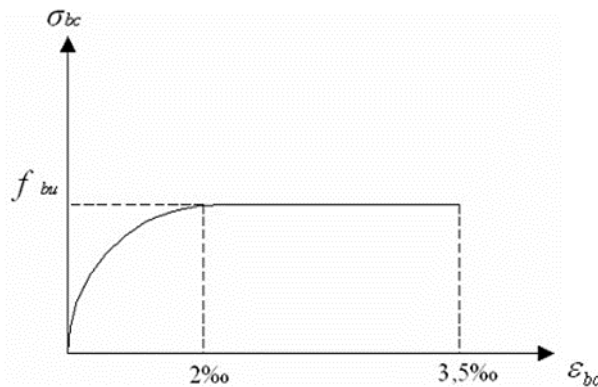


Figure I.1 : Diagramme contraintes– déformations du béton ELU

I.5.1.7.2. Etat 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 de compression du béton est limitée à $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

On a : $f_{c28} = 30$ MPa ; on trouve : $\sigma_{bc} = 18$ MPa

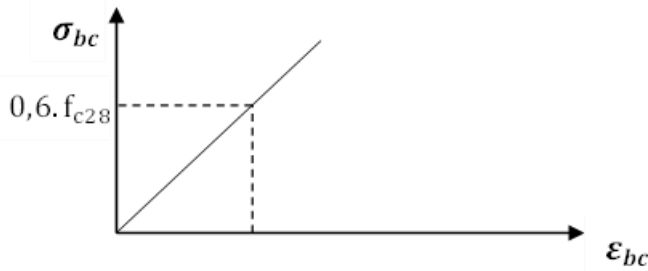


Figure I.2 :Diagramme contraintes– déformations du béton à l'ELS

I.5.2. Acier :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton a la traction, l'acier est un matériau caractériser par sa bonne résistance a la traction, donc on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (\emptyset) : FeE240 .
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE500 .
- Treillis soudés (TS) : TLE520 $\emptyset = 6$ mm pour les dalles.

I.5.2.1. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): $f_e = 235$ MPa.
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500$ MPa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520$ MPa.

I.5.2.2. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

I.5.2.3. Contraintes limites :

I.5.2.3.1. A l'état limite ultime (ELU) :

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour l'application de l'état limite ultime de résistance est conventionnellement défini ci-après :

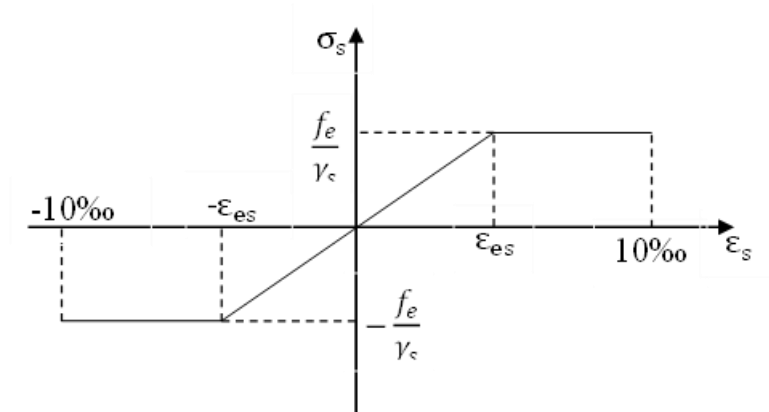


Figure I.3 : Diagramme contraintes– déformations d'acier à l'ELU.

Tel que :

f_e : Contrainte limite élastique.

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

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{500}{1.15 \cdot 2.1 \cdot 10^5} = 2.07\text{‰}$$

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas des situation durables ou transitoires} \\ 1.00 & \text{cas de situation accidentelles} \end{cases}$$

I.5.2.3.2. A l'état limite service (ELS) :

C'est l'état de vérification des contraintes en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\sigma}_s = f_e$$

- Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

Avec :

$\eta = 1.0$ Pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

I.5.2.4. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

I.5.3. Hypothèse 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 » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

est égale a :

- Rond lisse : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{MPa Situation durable.} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa Situation accidentelle.} \end{array} \right.$
- Haute adhérence : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 434,78 \text{MPa Situation durable.} \\ \sigma_s = 500 \text{MPa Situation accidentelle.} \end{array} \right.$

CHAPITRE II :

PRÉ DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

II. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres et les voiles joue un rôle fondamental dans la conception d'une structure en génie civil. Il repose sur l'analyse des Charges et surcharges verticales qui agissent sur l'ouvrage.

Pour cela, on utilise des méthodes basées sur des formules empiriques établies par les règlements en vigueur, notamment le BAEL 91 modifiée 99 ,le CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé) , le RPA99 version 2003.

93 le RPA99 version 2003, (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

Ces réglementations fournissent des critères spécifiques pour évaluer les dimensions initiales " pré dimensionnement " des éléments porteurs en fonction des charges appliquées, en tenant compte des propriétés mécaniques du matériau et des exigences de sécurité.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ils sont conçus pour supporter leur propre poids ainsi que les surcharges d'exploitation, tout en assurant l'isolation thermique et acoustique. En raison de leur forme géométrique et des charges auxquelles ils sont soumis, nous avons opté pour les solutions suivantes :

Pour la partie courante de la structure, nous avons opté pour l'utilisation de planchers à corps creux.

Cette solution permet d'obtenir un poids réduit pour le plancher tout en maintenant sa solidité.

Pour les balcons et certaines parties spécifiques des planchers, nous avons opté pour des planchers à dalle pleine.

Ce type de plancher offre une plus grande résistance aux charges concentrées et une meilleure continuité structurelle dans les zones spécifiques où elle est appliquée.

Ces choix de conception tiennent compte des caractéristiques géométriques des planchers, ainsi que des exigences de résistance et de fonctionnalité liées aux différentes parties de la structure.

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :

Les planchers à corps creux se composent de trois éléments principaux :

- Les corps creux, également connus sous le nom "d'entrevous", agissent comme des coffrages perdus. Ces corps creux sont disposés entre les poutrelles et permettent de réduire le poids total du plancher tout en maintenant une résistance suffisante pour supporter les charges appliquées.
- Les poutrelles en béton armé jouent un rôle essentiel en assurant la stabilité globale du plancher. Elles sont positionnées parallèlement les unes aux autres et reposent sur les appuis.
- La dalle de compression armée, est une dalle en béton armé coulée sur les corps creux. Elle a pour fonction de répartir uniformément les charges sur l'ensemble du plancher et de résister aux efforts de compression. La dalle de compression contribue également à améliorer la résistance et la rigidité globales du système de plancher.

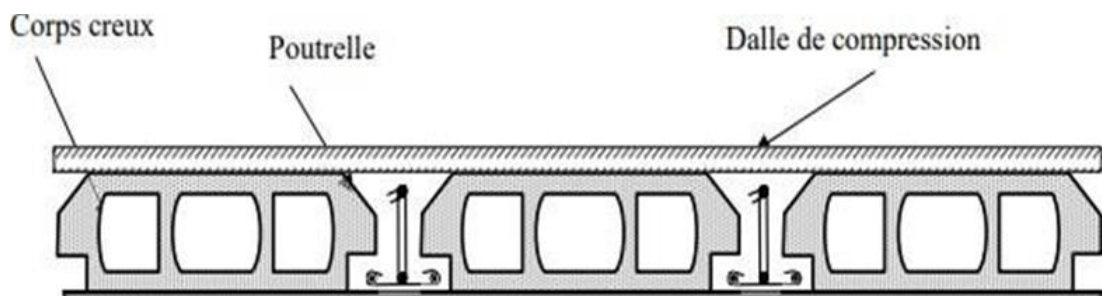


Figure II.1 : coupe d'un plancher corps creux.

- $\frac{Lx}{25} < ht < \frac{Lx}{20}$

Avec :

Lx : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

On a:

$$L = 5,81 - 0,3 = 5,51 \text{ m} = 551 \text{ cm}$$

$$\frac{551}{25} = 22,04 < h_t < \frac{551}{20} = 27,55$$

On obtient:

$$22,04 < h_t < 27,55$$

On prend :

$$e = 25 \text{ cm (20+5)}$$

II.2.2 Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

a. Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe de

feu. $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique :

Selon le CBA, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique ($e = 13 \text{ cm}$).

c. Résistance à la flexion :

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

- Dalle reposant sur quatre appuis

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

$$11,02 < e < 13,77$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- Dalle reposant sur trois appuis :

$$\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$$

Avec :

Lx : c'est la petite portée du panneau le plus sollicité.

On a : $Lx = 130 \text{ cm}$.

$$2,6 < e < 3,25$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.3 Evaluation des charges :

➤ Les charges permanentes :

• Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

- Dalle en corps creux (20+5) :

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse à corps creux.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouches	/	/	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Dalle a corps creux	0,25	/	3,45
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
				7,03

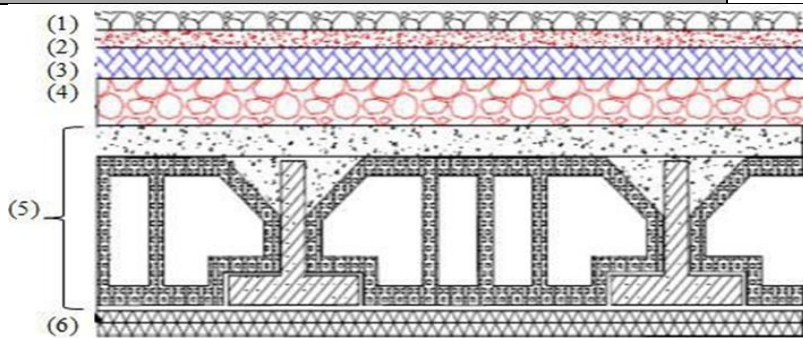


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

- Dalle pleine (e = 15 cm) :

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse à dalle pleine.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouches	/	/	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
			7,33	

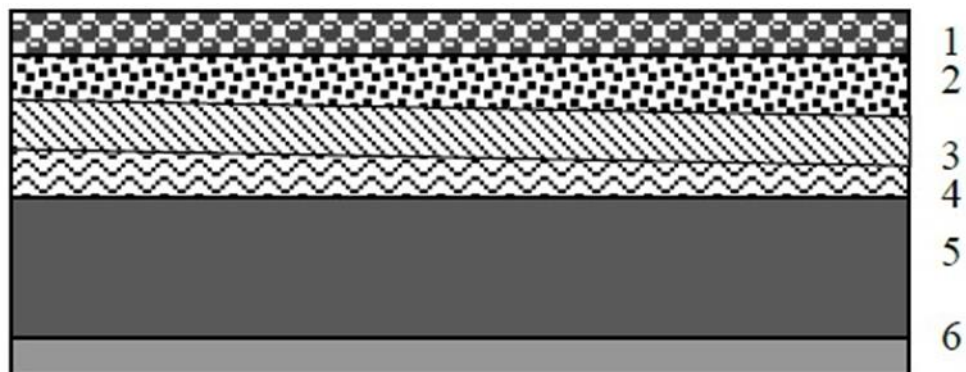


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

- Plancher courant :
- Dalle en corps creux (20+5) :

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher courant à corps creux.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,01	20	0,2
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle à corps creux (20+5)	/	/	3,45
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons légères	/	/	1,30
				6,09

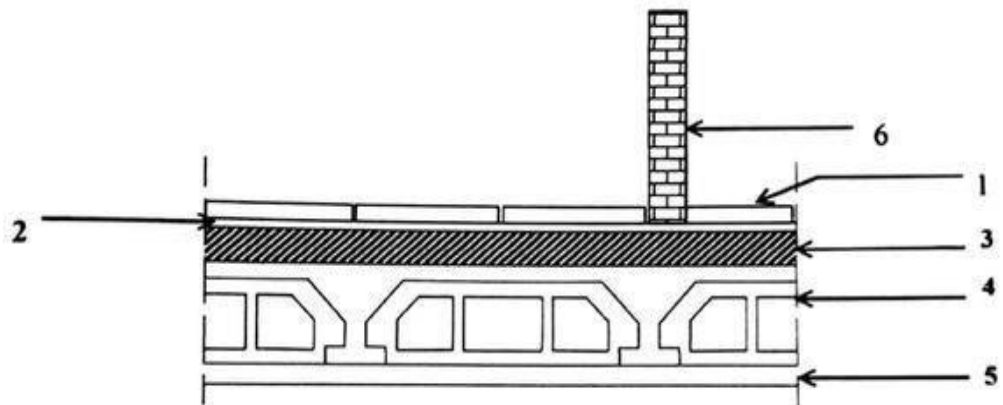


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

- **Dalle pleine (e = 15 cm) :**

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher courant à dalle pleine.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,01	20	0,2
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit au plâtre	0,02	12	0,24
6	Cloisons légères	/	/	1,30
				6,43

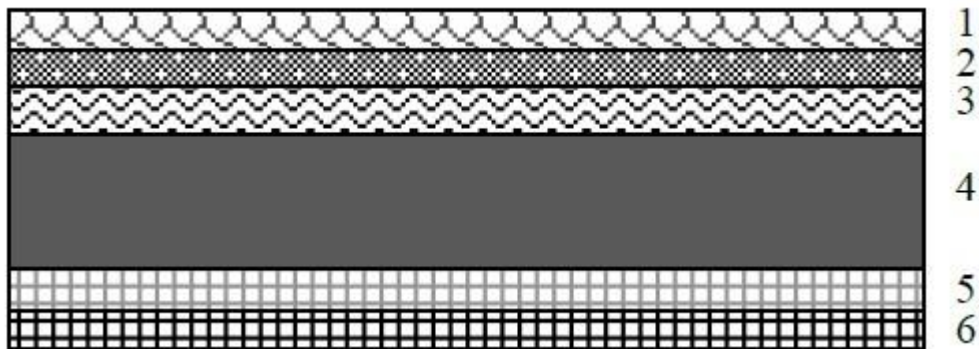


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine

- **Balcon :**

Tableau II.5 : Charges permanentes du balcon.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,01	20	0,2
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
				5,09

- **Maçonnerie :**
- **Mur extérieur à double cloison :**

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur à double cloison.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	0
4	Briques creuses	0,15	9	1,35
5	Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36
				2,81

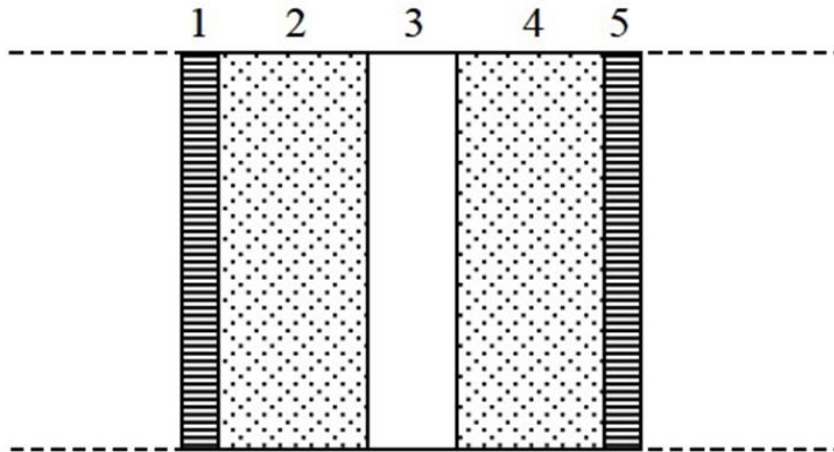


Figure II.6 : Constituants d'un mur extérieur à double cloison.

- **Cloisons légères :**

Tableau II.7 : Charges permanentes du Cloisons légères

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre (2 faces)	0,02	10	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				1,3

- **L'acrotère :**

Poids propre de l'acrotère = $\gamma_{BA} * S$ + poids de revêtements (enduit en ciment).

Avec :

$$\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3.$$

S : surface transversale de l'acrotère.

Poids de revêtements = $\rho * e * \text{périmètre de l'acrotère}$.

Donc :

$$G = 25 * (0,6 * 0,10 + \frac{(0,05+0,1)*0,15}{2}) + 15*0,02*(0,6+0,1) *2$$

$$G = 2,2 \text{ kN/ml}.$$

➤ **Les charges d'exploitation :**

Tableau II.8 : Charges d'exploitation.

Terrasse inaccessible	Q= 1 kN/m ²
Terrasse accessible	Q= 1,5 kN/m ²
Habitation	Q= 1,5 kN/m ²
Escalier	Q= 2,5 kN/m ²
Balcon	Q= 3,5 kN/m ²
Main courante (Acrotère)	Q= 1,0 kN/ml
Commerce	Q=5 kN/m ²

II.3 Pré-dimensionnement des poutres :

Le prédimensionnement des poutres repose sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99.

-Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

II.3.1 Poutre porteuse :

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10}$$
$$\frac{685}{15} = 45,6 \text{ cm} < h < \frac{685}{10} = 68,5 \text{ cm}$$

avec : $L_{\max} = 685 \text{ cm}$.

On prend: **$h = 55 \text{ cm}$** .

On a: $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$$16,5 \leq b \leq 38,5$$

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

- Selon RPA99 version 2003 : [1]

$h \geq 30 \text{ cm}$ on a: $h = 55 \text{ cm}$ c.v

$b \geq 20 \text{ cm}$ on a : $b = 30 \text{ cm}$ c.v

$h/b \leq 4$ on a: $h/b = 1,833$ c.v

II.3.2 Poutre non porteuse :

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$
$$\frac{551}{15} = 36,73 \leq h \leq \frac{551}{10} = 55,1$$

Avec : $L_{\max} = 551 \text{ cm}$.

On prend: **$h = 45 \text{ cm}$** .

On a: $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend: $b = 30$ cm.

- Selon RPA99 version 2003 : [1]

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{on a: } h = 45 \text{ cm.} \quad \text{c.v}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{on a : } b = 30 \text{ cm.} \quad \text{c.v}$$

$$h/b \leq 4 \text{ cm} \quad \text{on a: } h/b = 1,5 \quad \text{c.v}$$

II.4 Pré-dimensionnement des poteaux:

Un poteau est un élément structurel vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Il est pré-dimensionné en compression simple, On choisit le poteau le plus sollicité de la structure. On effectue un calcul basé sur la descente de charge et on applique la loi de dégression des charges d'exploitation.

D'après l'article **B.8.4.1 du BAEL 91** :

l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r * \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{a f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

N_u : l'effort normal ultime obtenu après la descente des charges : $N_u = 1.35G + 1.5Q$.

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

α : Coefficient de réduction.

λ : L'élancement du poteau considéré (pour les poteaux carrés l'est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$).

B : aire total de la section du poteau.

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 30$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $F_e = 500$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r .

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

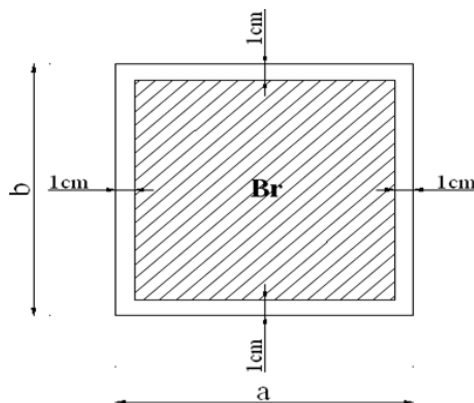


Figure .II.7 : section réduite du poteau

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES EIEMENTS STRUCTURAUX

- Selon le « **BAEL 91 modifié 99** »

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

$$B_r \geq 0,053 N_u \quad (B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en kN})$$

- Selon R.P.A 2003 : [1]
 - Min (a, b) ≥ 25 cm en zone I et IIa
 - Min (a, b) ≥ 30 cm en zone IIb et III

II.4.2 Dégression des charges d'exploitations :

Notre projet c'est un ouvrage dont le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) et à usage multiple (habitation, bureau, commerce), donc on applique la loi de dégression des charges d'exploitation donné par [DTRB. C. 2.2].

Tableau. II.9 : Dégression des surcharges des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
10	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
9	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
8	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
7	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
6	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
5	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
4	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8,50
3	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots+Q_8)$	9,25
2	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots+Q_9)$	10
1	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	10,75
Rdc	Q ₁₁ (commerce)	$\Sigma_{11}=Q_0+0,636(Q_1+\dots+Q_{11})$	13,72

- Poteau central :

Tableau II.10: la surface supporté par le poteau centrale

Etage courant		
Dalle en corps creux	Dalle pleine	Cage d'escalier
21,85 m ²	14,05 m ²	0,645 m ²

Niveau RDC	
Dalle pleine	Cage d'escalier
35,9 m ²	0,645 m ²

Niveau terrasse
Dalle en corps creux
31,745 m ²

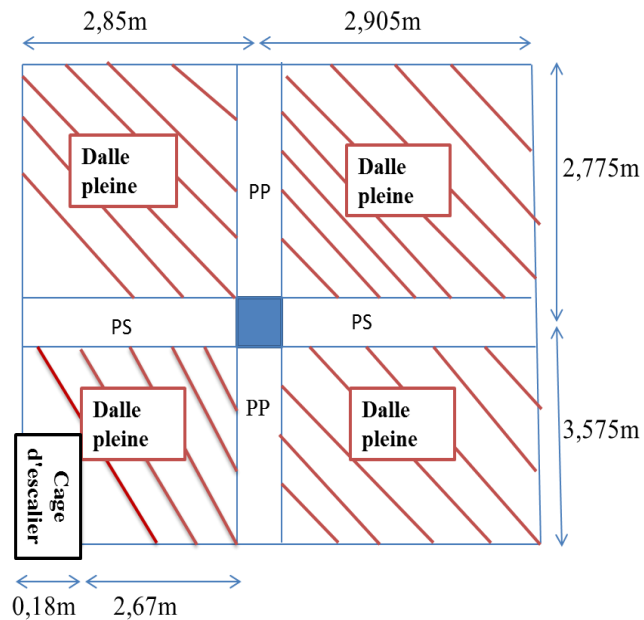


Figure II.8 : la surface supporte par le poteau central (niveau RDC).

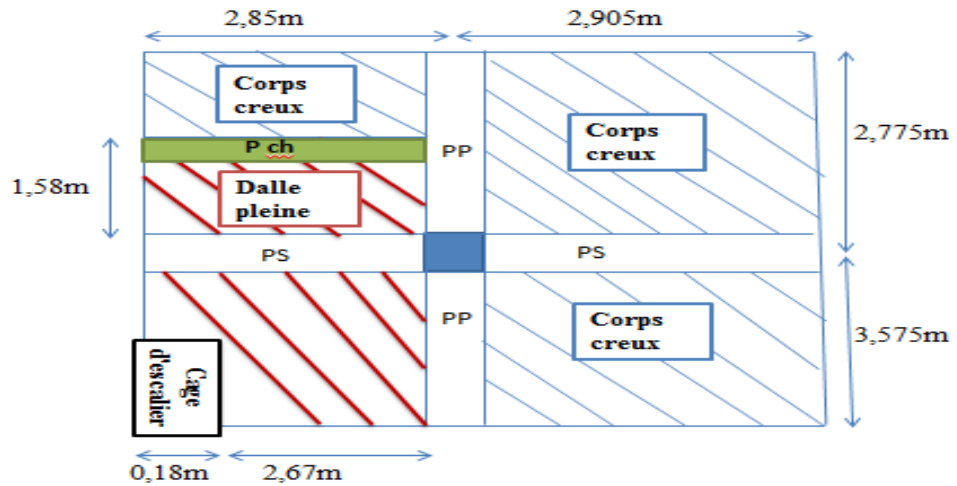


Figure II.9: la surface supporte par le poteau central (de 1^{er} jusqu'à 10^{eme} étage).

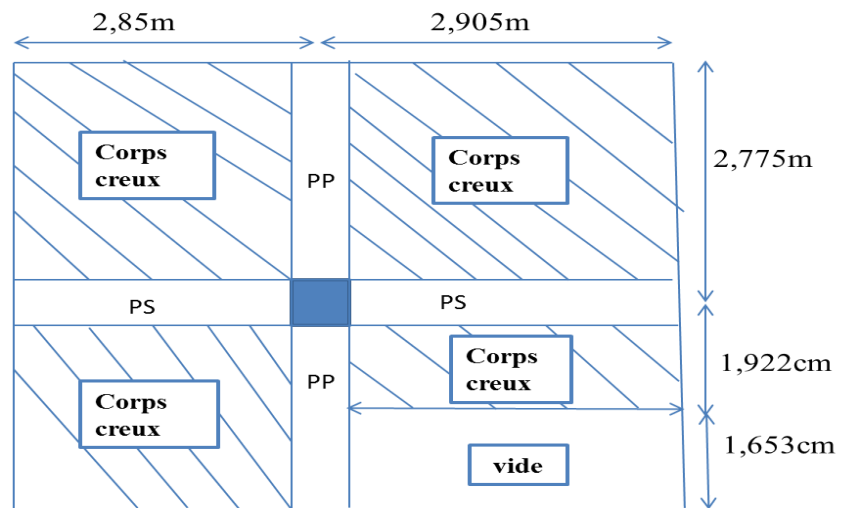


Figure II.10 : la surface supporte par le poteau central (niveau terrasse).

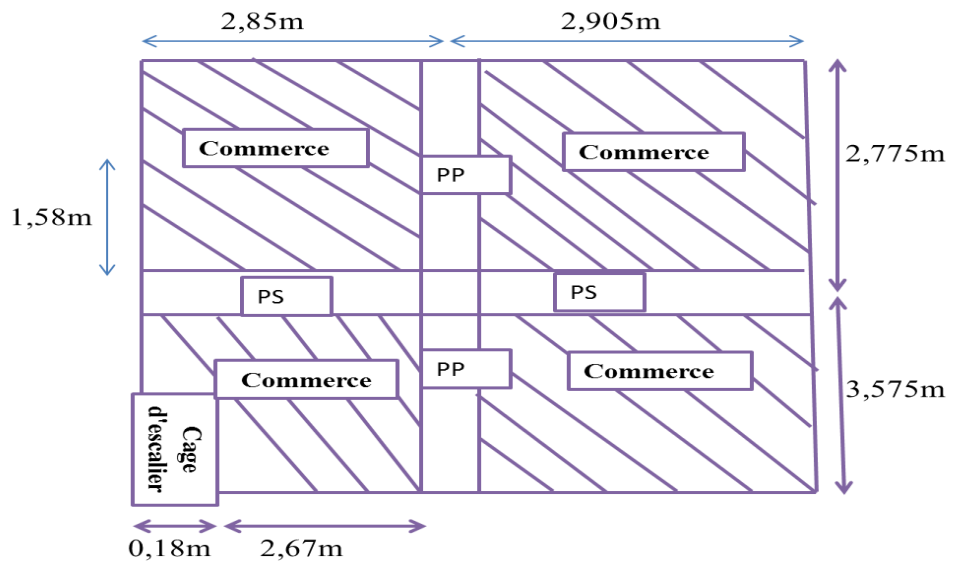


Figure II.11: disposition des charges d'exploitation (niveau RDC).

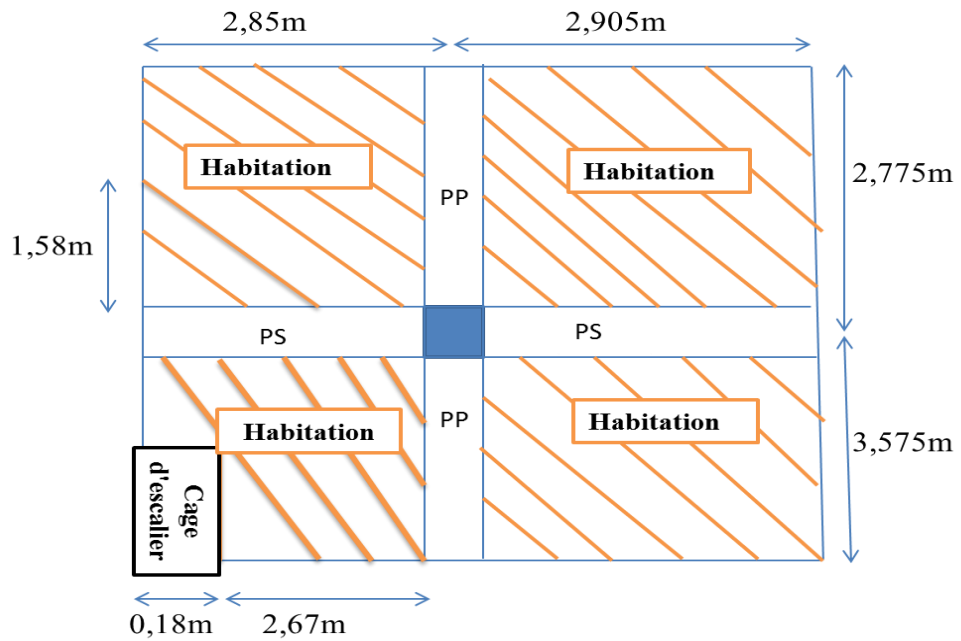


Figure II.12 : disposition des charges d'exploitation (de 1^{er} jusqu'à 8^{ème} étage).

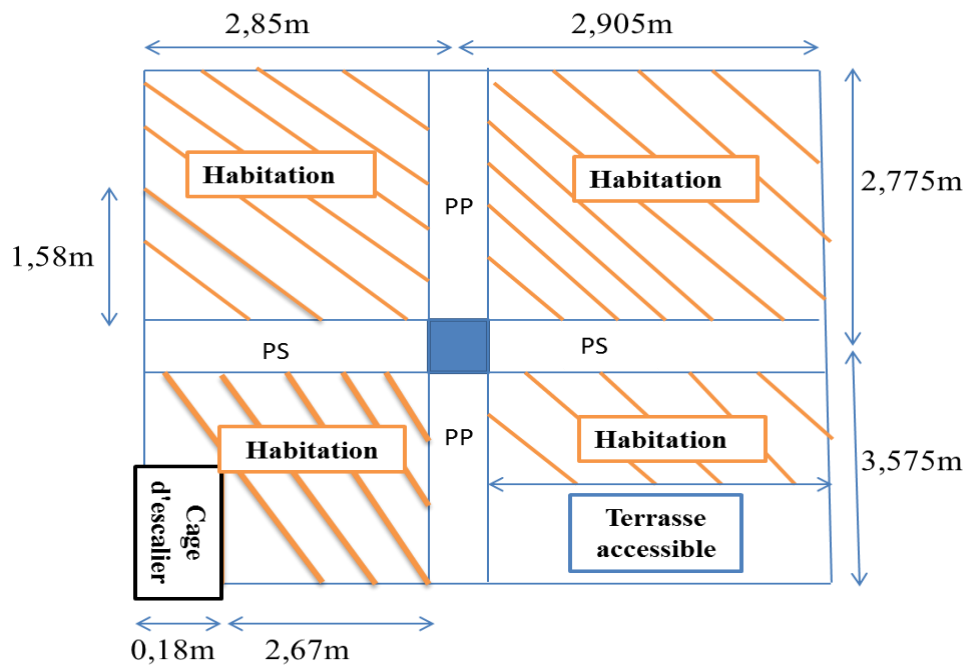


Figure II.13 : disposition des charges d'exploitation (9^{ème} ; 10^{ème} étage).

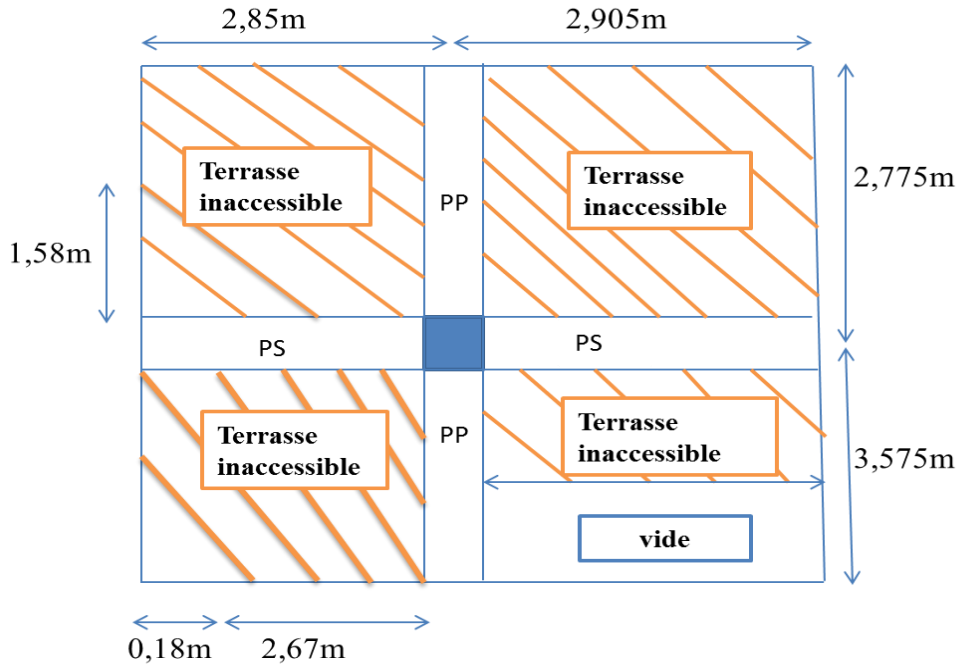


Figure II.14 : disposition des charges d'exploitation (niveau terrasse) .

- Niveau terrasse :

- Charge permanente G :

$$G = G_{PL} + G_{PP} + G_{PS} + G_{POT}$$

$$G_{PL} = 7,03 * 31,745 = 223,16 \text{ kN}$$

$$G_{PP} = (3,575 + (2,775 - 0,3)) * 0,3 * (0,55 - 0,25) * 25 = 13,56 \text{ kN}$$

$$G_{PS} = (2,85 + (2,905 - 0,3)) * 0,3 * (0,45 - 0,25) * 25 = 8,18 \text{ kN}$$

$$G_{POT} = 0,3 * 0,3 * 3,23 * 25 = 7,26 \text{ kN}$$

$$G = 252,16 \text{ kN}$$

- Charge exploitation Q:

$$Q = 1 * 31,745 = 31,745 \text{ kN.}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- Niveau étage courant :

- Charge permanente G :

$$G = G_{PL\ cc} + G_{PL\ dp} + G_{PP} + G_{PS} + G_{POT} + G_{ESC} + G_{P\ ch}$$

$$G_{PL\ cc} = 6,09 * 21,85 = 133,06 \text{ kN}$$

$$G_{PL\ dp} = 6,43 * 14,05 = 90,34 \text{ kN}$$

$$G_{PP} = (3,575 + 2,755 - 0,3) * 0,3 * (0,55 - 0,25) * 25 = 13,61 \text{ kN}$$

$$G_{PS} = (2,85 + 2,905 - 0,3) * 0,3 * (0,45 - 0,25) * 25 = 8,18 \text{ kN}$$

$$G_{POT} = 0,3 * 0,3 * 3,23 * 25 = 7,26 \text{ kN}$$

$$G_{ESC} = 9,17 * 0,645 = 5,91 \text{ kN}$$

$$G_{P\ ch} = 0,3 * (0,45 - 0,25) * 2,85 * 25 = 4,28 \text{ kN}$$

$$G = 262,64 \text{ kN}$$

- Charge d'exploitation Q:

$$Q = 1,5 * 35,9 + 0,645 * 2,5 = 55,46 \text{ kN}$$

- Niveau RDC :

- Charge permanente G :

$$G = G_{PL} + G_{PP} + G_{PS} + G_{POT} + G_{ESC} + G_{P\ ch}$$

$$G_{PL} = 6,43 * 35,9 = 230,8 \text{ kN}$$

$$G_{PP} = (3,575 + 2,755 - 0,3) * 0,3 * (0,55 - 0,25) * 25 = 13,61 \text{ kN}$$

$$G_{PS} = (2,85 + 2,905 - 0,3) * 0,3 * (0,45 - 0,25) * 25 = 8,18 \text{ kN}$$

$$G_{POT} = 0,3 * 0,3 * 4,08 * 25 = 9,18 \text{ kN}$$

$$G_{ESC} = 9,17 * 0,645 = 5,91 \text{ kN}$$

$$G_{P\ ch} = 0,3 * (0,45 - 0,25) * 2,85 * 25 = 4,28 \text{ kN}$$

$$G = 272 \text{ kN.}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES EIEMENTS STRUCTURAUX

- Charge d'exploitation Q:

$$Q = 5 * 35,9 + 0,645 * 2,5 = 181,11 \text{ kN}$$

Tableau II.11 : Les charges supportées par le poteau central.

Niveau	G (kN)	G cumulé (kN)	Q (kN)	Q cumulé (kN)	Nu (kN)	Ns (KN)
Terrasse	252,16	252,16	31,745	31,745	388,03	283,9
10 ^{ème}	262,64	514,8	55,46	87,2	825,78	602
9 ^{ème}	262,64	777,44	55,46	142,66	1263,53	920,1
8 ^{ème}	262,64	1040,08	55,46	198,125	1701,3	1238,20
7 ^{ème}	262,64	1302,72	55,46	253,585	2139,05	1556,305
6 ^{ème}	262,64	1565,36	55,46	309,04	2576,8	1874,4
5 ^{ème}	262,64	1828	55,46	364,5	3014,55	2192,5
4 ^{ème}	262,64	2090,64	55,46	419,96	3452,3	2510,6
3 ^{ème}	262,64	2353,28	55,46	475,42	3890,05	2828,7
2 ^{ème}	262,64	2615,92	55,46	530,88	4327,812	3146,8
1 ^{ère}	262,64	2878,56	55,46	586,34	4765,56	3464,9
RDC	272	3150,56	181,11	767,45	5404,43	3918,01

• **Choix des sections de poteau central :**

Tableau II.12: Dimension de poteau de chaque étage.

Niveau	Nu (kN)	Br (cm ²)	a = b (cm)	RPA (cm ²)	Le Choix (cm ²)	Ns (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs
Terrasse	388,03	205,65	16,34	30*30	30*30	283,9	2,74	OK
10 ^{ème}	825,78	437,66	22,92	30*30	30*30	602	5,81	OK
9 ^{ème}	1263,53	669,67	27,87	30*30	30*30	920,1	8,88	OK
8 ^{ème}	1701,3	901,68	32,0	30*30	35*35	1238,20	8,78	OK
7 ^{ème}	2139,05	1133,7	35,67	30*30	40*40	1556,305	11,04	OK
6 ^{ème}	2576,8	1365,7	38,95	30*30	40*40	1874,4	10,18	OK
5 ^{ème}	3014,55	1597,7	41,97	30*30	45*45	2192,5	9,41	OK
4 ^{ème}	3452,3	1829,7	44,77	30*30	45*45	2510,6	10,78	OK
3 ^{ème}	3890,05	2061,72	47,4	30*30	50*50	2828,7	9,83	OK
2 ^{ème}	4327,812	2293,74	49,89	30*30	50*50	3146,8	10,94	OK
1 ^{ère}	4765,56	2525,74	52,25	30*30	55*55	3464,9	9,96	OK
RDC	5404,43	2864,34	55,51	30*30	60*60	3918,01	11,26	OK

• **Verification à ELS:**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

Avec :

- Nser : Effort normal à l'ELS (Nser=NG+NQ).
- B : Section de béton du poteau .
- σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

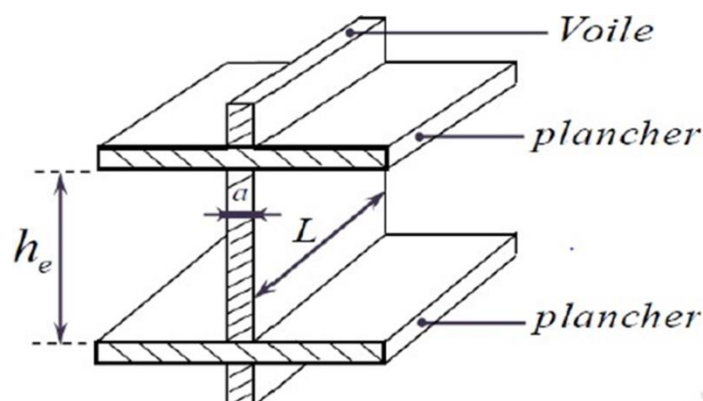
Tableau.II.13 : Choix des sections.

Etages	Sections carrées (a×b)cm ²
Terrasse	30*30
10 ^{ème}	30*30
9 ^{ème}	30*30
8 ^{ème}	35*35
7 ^{ème}	35*35
6 ^{ème}	40*40
5 ^{ème}	45*45
4 ^{ème}	45*45
3 ^{ème}	50*50
2 ^{ème}	50*50
1 ^{ère}	55*55
RDC	55*55

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon eprendre les charges et les surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons bases sur les recommandations du **RPA99 version 2003**[2].

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.

**Figure II.15** : Coupe de voile en élévation

Dans notre cas

$$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \} \quad (\text{art 7.7.1})$$

avec :

- h_e : hauteur d'étage
- a_{\min} : épaisseur de voile
- pour RDC : $h_e = 4,08 - 0,45 = 3,53$ m
$$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 17,65\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} = 20\text{cm}$$
- pour étage courant : $h_e = 3,23 - 0,45 = 2,78$ m
$$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 13,9\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} = 15\text{cm}$$
- pour sous-sol : $h_e = 3,40 - 0,45 = 2,95$ m
$$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 14,75\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} = 15\text{cm}$$

Conclusion : on prend **a=20cm**.

CHAPITRE III
Calcul Des éléments
Secondaire

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 $Q=1\text{kN/ml}$.

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 $e=10\text{ cm}$

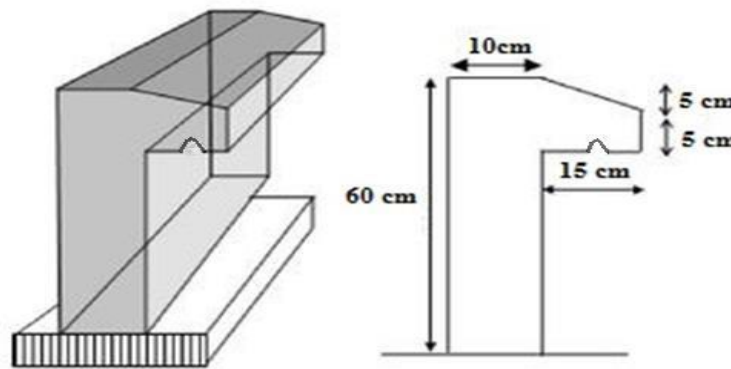


Figure. III.1 : Dimensions de l'acrotère

III.1.2. Évaluation des charges :

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,15 \times 0,05) + \frac{(0,15 \times 0,05)}{2} \right] = 0,07 \text{ cm}^2$$

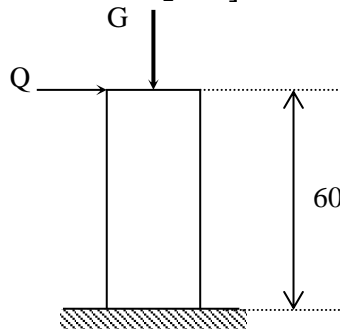


Figure .III.2 : Schéma statique de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,07 = 1,75 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment :

$$G = 15 \times 0,02 \times (0,6 \times 0,1) \times 2 = 0,42 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2,17 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

- $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$ (main courante).

- **L'action des forces horizontales (F_p) :**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,25].....groupe 2.

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

W_p : Poids de l'acrotère = 2,17 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,17 = 1,74 \text{ kN.}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,74 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,74 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,17 \text{ kN/ml et } Q = 1,73 \text{ kN/ml}$$

III.1.3. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

- **E.L.U :**

$$N_u = 1,35G = 2,93 \text{ kN.}$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,56 \text{ kN.m.}$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,61 \text{ kN.}$$

- **E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2,17 \text{ kN.}$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,044 \text{ kN.}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,74 \text{ kN.}$$

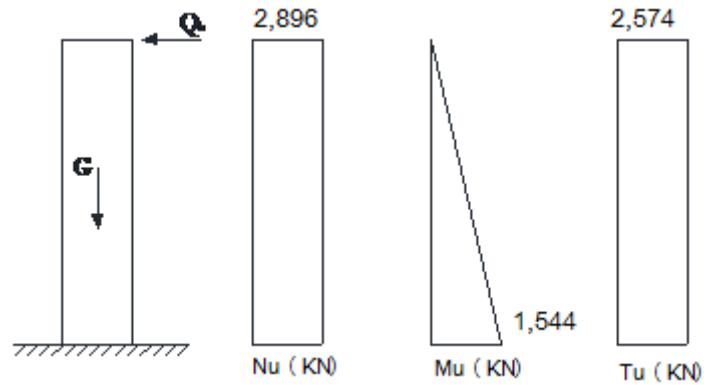


Figure .III.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère:

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

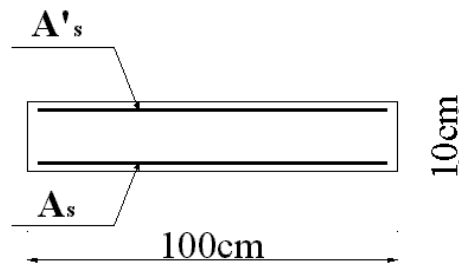


Figure .III.4: Coupe horizontale d'un acrotère.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,56}{2,93} = 0,53 .$$

$$e_0 = 53 \text{ cm.}$$

- **Coefficient de remplissage $\Psi 1$:**

$$\Psi 1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

$$\Psi 1 = \frac{2,93 \cdot 10^3}{1000 \cdot 100 \cdot 17} = 1,75 \cdot 10^{-3}$$

- **Calcul e_{nc} :**

$\Psi 1 \leq 0,81$ on calcul l'excentricité critique relative ξ :

On a : $\Psi 1 < 2/3$

$$\text{Donc : } \Psi 1 = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \cdot 1,75 \cdot 10^{-3}}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \cdot 1,75 \cdot 10^{-3}})}$$

$$\Psi 1 = 0,1666.$$

$$e_{nc} = \xi \cdot h = 0,1666 \cdot 10 = 1,666 \text{ cm}$$

Donc : $e > e_{nc} \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

On calcule à la flexion simple et on prend le moment fictif M_f .

- **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,64 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,015$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,019$$

$$Z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 79,39 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot f_e \cdot \gamma_s} = \frac{1,67 \cdot 10^6}{79,382 \cdot 500 \cdot 1,15} = 48 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 0,48 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ 'réel} = A \text{ ' S fictif} = 0.$$

$$A_s \text{ réel} = A_s \text{ fictif} - \frac{N_u}{f_e \gamma_s} = 48 - \frac{2,97 \cdot 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 41,169 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_s' = 0 \text{ et } A_s = 0,41 \text{ cm}^2.$$

III.1.5. Vérification de la section d'aciers selon «BAEL 91 modifié 99 » :

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} .$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,97 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 4T8=2,01cm².

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

III.1.6. Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,502cm^2$$

On choisit 3T8=1,51cm² avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

III.1.7. Vérification a L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48cm$$

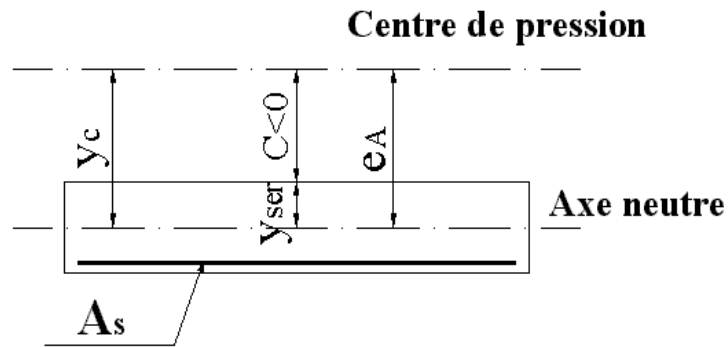


Figure .III.5: position de centre de pression.

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.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1], on doit donc résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5537,82 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 158132,72 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,54.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1659,48 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

- Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,17.10^3 \times 46,13.10}{1659,48.10^4} \right) \times 31,3 = 1,866 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 43,55 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 10,11 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.8. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,61 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,032 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

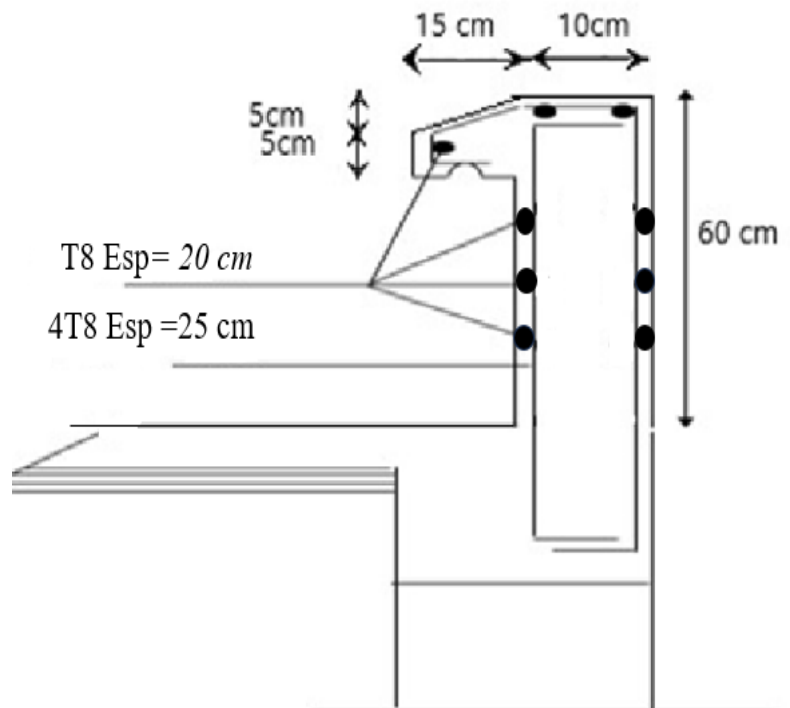


Figure .III.6: ferraillage de l'acrotère.

III.2. Les escaliers :

III.2.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

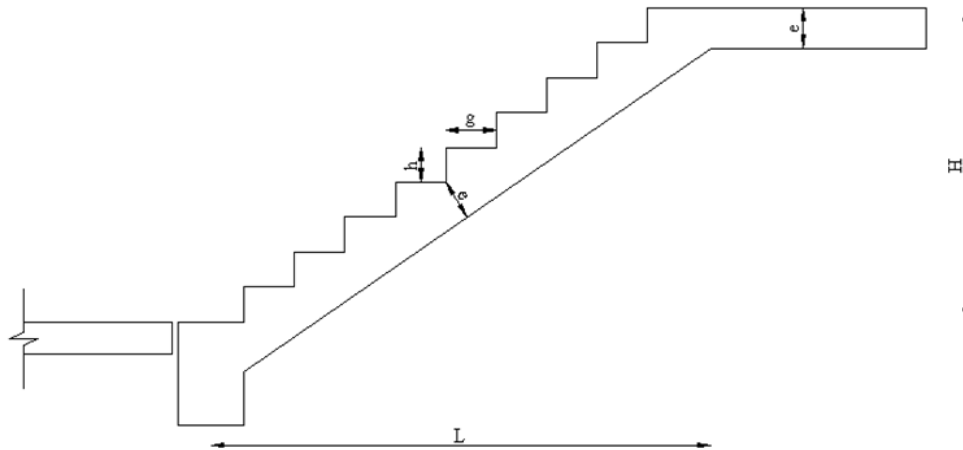


Figure III.7 : Dimensions de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n: Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient:

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0.$$

Avec :

n : La racine de l'équation.

- Schéma statique de l'escalier:

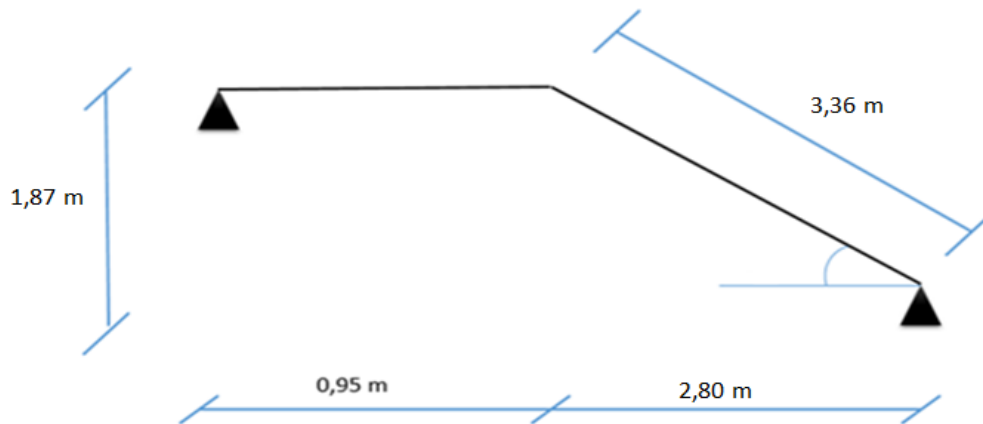


Figure III.8: Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - n - 718 + 374 = 0.$$

Solution :

$n_1 = 0,54$refusée.

$n_2 = 10,67$.

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 11$.
- le nombre des marches $n - 1 = 10$.

• **Vérification de l'équation de "BLONDEL" :**

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

Alors :

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

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,30 \text{m} = 30 \text{cm}$$

• **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 11,2 \text{cm} \leq e \leq 16,8 \text{cm}$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(2,80)^2 + (1,87)^2} = 3,36m$

On prend donc l'épaisseur e=15 cm.

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

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

- **Angle d'inclinaison de la paillasse:**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{215} \Rightarrow \alpha = 33,73^\circ$$

III.2.3 Evaluation des charges:

a. Palier :

- **Charges permanentes :**

Tableau III.1 : Charges permanentes du Palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ_v (kN/m ³)	G (kN/m ²)
La dalle de sol	0,01	20	0,2
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,03	0,18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		ΣG	5,25

- **Charge d'exploitation :**

$Q = 2,5 \text{ kN/m.}$

b. Paillasse :

Tableau III.2 : Charges permanentes du Paillasse.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	ρ_v (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	$0,15 / \cos 33,73^\circ$	25	4,5
2	La dalle de sol (horizontale)	0,01	20	0,2
3	Mortier de pose (horizontale)	0,02	20	0,4
4	La dalle de sol (verticale)	0,01	20	0,2
5	Mortier de pose (verticale)	0,03	20	0,60
6	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,13
7	Garde-corps	/	/	1
8	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		ΣG		9,39

- Charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ kN/m.}$$

III.2.4. Détermination des efforts internes :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur :

- a. Combinaison des charges :**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q.$$

$$\text{ELS} : G + Q.$$

Tableau III.3 : Charges à l'ELU et l'ELS.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
			q ₁ (kN/ml)	q ₂ (kN/ml)
volée	9,39	2,5	16,42	11,89
Palier	5,25	2,5	10,83	7,75

- b. Calcul des efforts :**

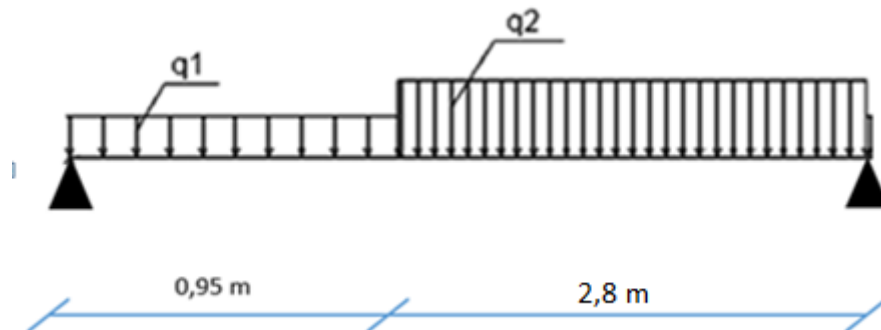


Figure III.9 : Schéma statique de l'escalier.

- Diagramme des efforts internes :

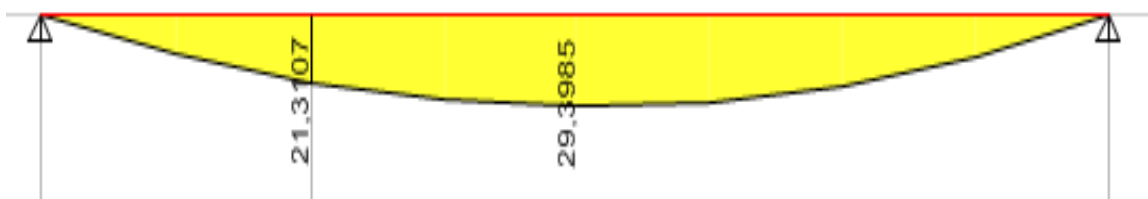


Figure III.10 : Diagramme du Moment fléchissant à l'ELU.

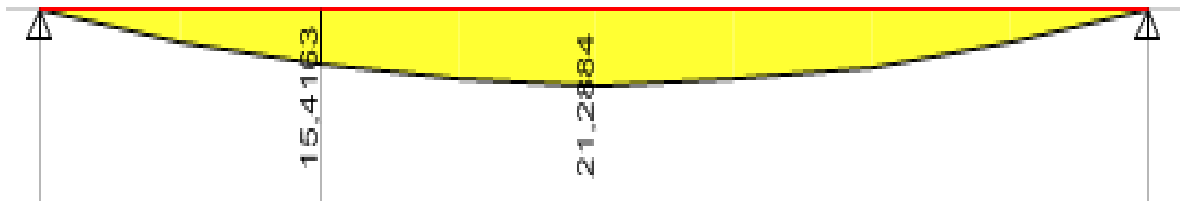


Figure III.11 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS.

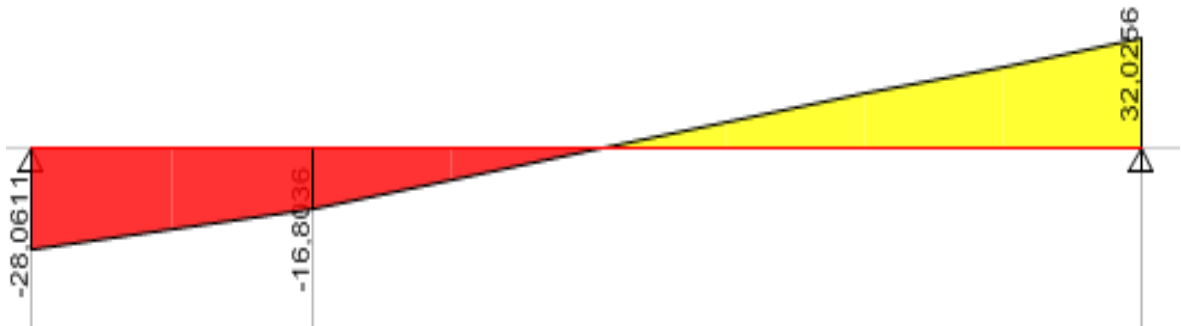


Figure III.12: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.



Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.2.5. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$;

$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

En travée : $M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 29,39 = 24,98 \text{ kN.m}$.

En appui : $M_a = 0,5 M_u = 0,5 \times 29,39 = 14,7 \text{ kN.m}$.

Tableau III.4 : Calcul du ferrailage.

	M _u (kN.m)	M	α	Z (cm)	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	choix	A _s ^{Adoptée} (cm ²)
Travée	24,98	0,080	0,1	12,93	0	4,44	5T12	5,65
Appui	14,7	0,047	0,06	13,17	0	2,56	5T10	3,93

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$.

On prend : esp=25 cm.

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : esp=25 cm.

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41cm^2/ml \leq A_r \leq 2.82cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² ; avec S_t=25cm.

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2/ml \leq A_r \leq 1.96cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² ; avec S_t=30cm.

III.2.6.Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{s\ min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,4 / 500 = 1,49\ cm^2$.

En travée: $A_s = 5,65\ cm^2 > A_{s\ Min}$ vérifié.

Sur appui : $A_s = 3,93\ cm^2 > A_{s\ Min}$ vérifié.

b. L'effort tranchant :

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

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ \text{MPa} \right] = \text{Min} (4 ; 5) = 4\ \text{MPa}...$ (Fissuration peu nuisible).

$$T_u = 32,02 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 32,02 \times 10^3 / (135) (1000)$$

$$\Rightarrow 0,23 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification).

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivant :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 32,02 - 14,7 / (0,9) (0,135) = -88,96 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

c. Vérification à l'E.L.S :

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

d. Vérification des contraintes du béton :

• **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0.$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

• **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_{ser} = 0,85 \times 21,28 = 18,08 \text{ kN.m.}$

En appui : $M_a = 0,5 M_{ser} = 0,5 \times 21,28 = 10,64 \text{ kN.m.}$

Tableau. III.5: Vérification à l'E.L.S

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	18,08	5.65	4,010	9781,96	6,66	Vérifiée
Appui	10,64	3.93	3,44	7322,87	4,49	Vérifiée

e. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{4,31} = 0,034 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,034 < 0,085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δf_T = f_v - f_i ≤ f̄ (selon le CBA 93)

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4,31 \text{ m} < 5\text{m.}$$

• Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

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

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

Avec :

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

$E_i=34179,56MPa$; $E_v=11496,76MPa$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.6: 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)
18,08	5.65	0.004	237,03	6	2,4	0.321	31176	11720,3	17609,5

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,8cm \\ f_v = 1,6cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.8cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{431}{500} = 0.862cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,8cm < \bar{f} = 0,862cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Les résultats de calcul de la flèche :**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.7: Récapitulatif de la vérification des flèche.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	$\bar{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,8	1,6	0,8	0,86	Vérifiée

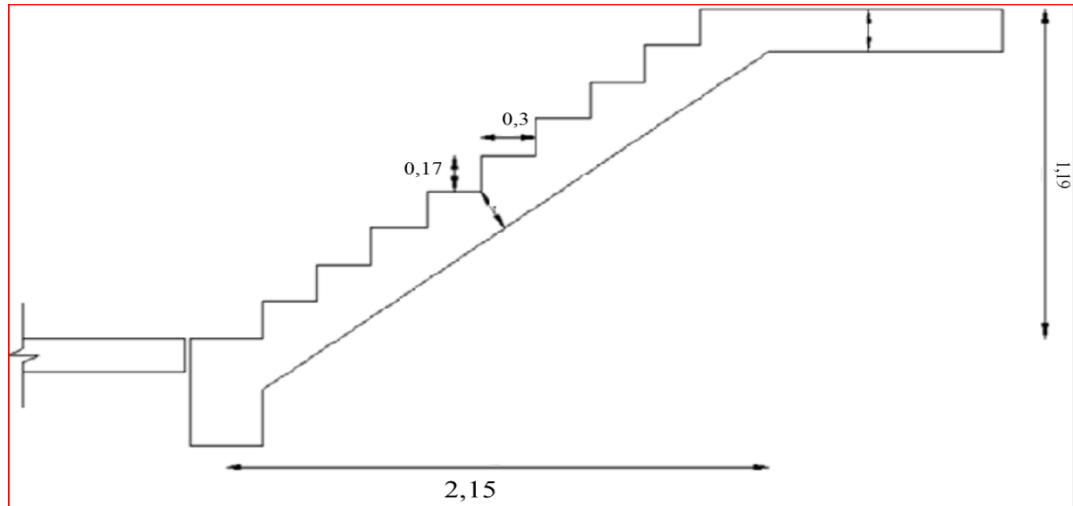


Figure. III.14 : Dimensions de l'escalier

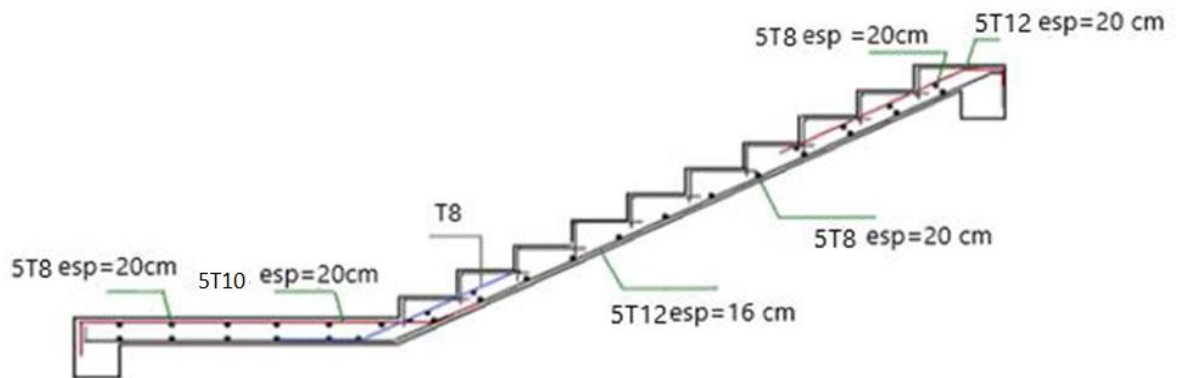


Figure. III.15: Ferrailage de l'escalier

III.3.Balcon:

III.3.1. Introduction :

III.3 Le balcon :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

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

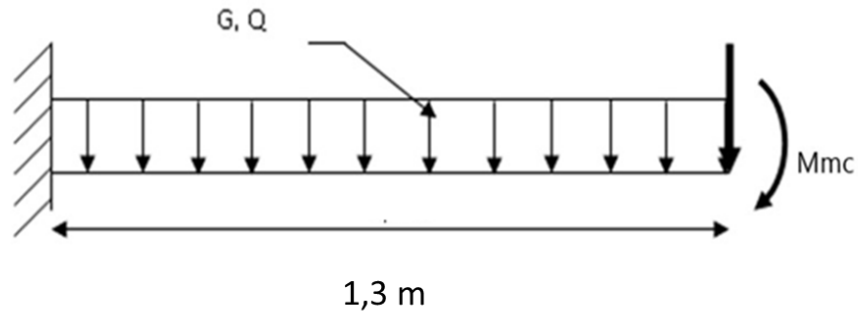


Figure. III.16: schéma statique du chargement du balcon.

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle à trois appuis, de dimensions (1,3*4,59)

➤ **Epaisseur du balcon :**

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

- **Résistance au feu**

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 11$ cm.

- **Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 » [6] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à 13 cm.

- **Résistance à la flexion**

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

- Dalle reposant sur trois appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

On a : $L_x = 130$ cm.

$$2,6 \leq e \leq 3,25$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$$e \geq \max(10,11,13)$$

➤ On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

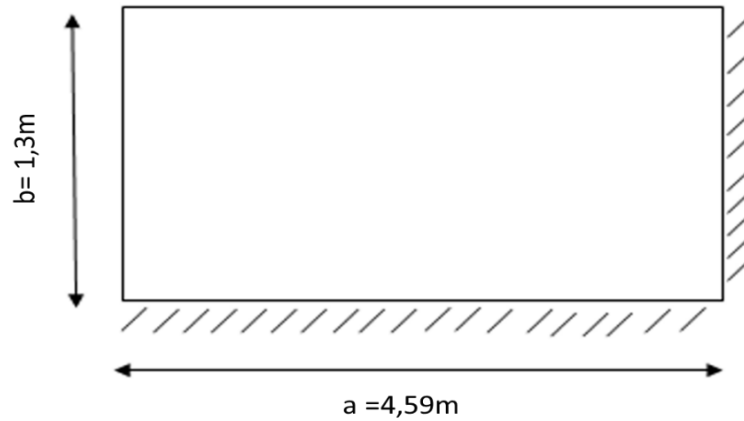


Figure.III.17 : Dimensions du balcon.

III.2. Evaluation de charges :

a) Charge du balcon :

- Charge permanente :

Tableau III.8: Charges permanentes du balcon.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,01	20	0,2
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
				5,09

- Charge permanente : $G=5,09\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3,50\text{kN/m}^2$

b) Charge du garde-corps (charge concentré " F'') :

Tableau III.9 : Charges permanentes du garde-corps.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	ρ_v (kN/m ³)	G (kn/m ²)
1	Enduit intérieur au ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36
				1,62

Charge concentrée : $F = 1,62 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaisons de charges :**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,12 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 8,59 \text{ kN/m}^2$

- **La Charge concentrée**

E.L.U : $F_u = 1,35F = 2,19 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $F_s = 1,62 \text{ kN/m}$

- **Combinaison des charges :**

Tableau III.10: Combinaison des charges.

	ELU	ELS
q (kN/ml)	12,12	8,59
F (kN)	2,19	1,62
Mmc	1,50	1,00

c) Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Moment fléchissant : Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M_u = - \left(\frac{q}{2} L^2 + F.L + M_{mc} \right)$$

$$T_u = q L + F$$

Tableau III.11: Valeurs des efforts internes

	ELU	ELS
M (kN.m)	-14,59	-10,36
T (kN)	17,95	12,79

III.3.3 Calcul des ferrailages :

$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ;$
 $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; F_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Tableau III.12 : Ferrailage du balcon.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_{s'}$ (cm ²)	α	Z (cm)	A_{scal} (cm ²)	Choix	$A_s^{adp_s}$ (cm ²)	Esp (cm)
14,59	0,047	Oui	0	0,06	13,17	2,54	5T10	3,93	20

• **Espacement :**

$$St \leq \text{Min} \begin{cases} (33\text{cm} ; 3h) \\ (22\text{cm} ; 2h) \end{cases}$$

$$St \leq \text{Min} \begin{cases} (33\text{cm}; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm} \\ (22\text{cm}; 30\text{cm}) = 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow St = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_T \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0,98 \leq A_T \leq 1,97$$

Le choix est de : 3T8=1,51 cm²

Avec : S_t=30 cm

• **Vérification de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3,93 \text{ Cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,49 \text{ Cm}^2$$

$$A_s \geq A_{smin} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{17,95 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,132 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,132 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.5.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 10,36 \text{ kNm/m}$$

La fissuration est préjudiciable ; d'après le "BAEL91 modifié 99 " on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{ct28} = 18 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 250 \text{ MPa.}$$

Avec :
$$\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$.

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.13 : Vérification des contraintes

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
10,36	3,93	3,44	7322,87	4,86	Vérifiée	21,35	OK

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,12 \geq 0,0625 \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 13,5} \equiv 0,0042 \leq 0,008 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow 0,12 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

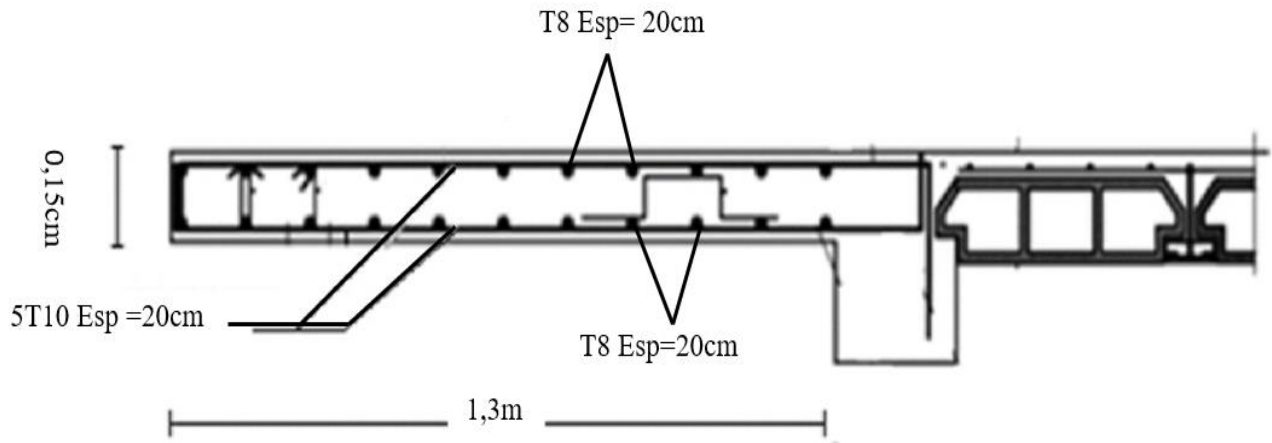


Figure. III.18 : schéma de ferrailage du balcon.

III.4. Etude des planchers :

III.4.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.4.2. Plancher en corps creux :

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

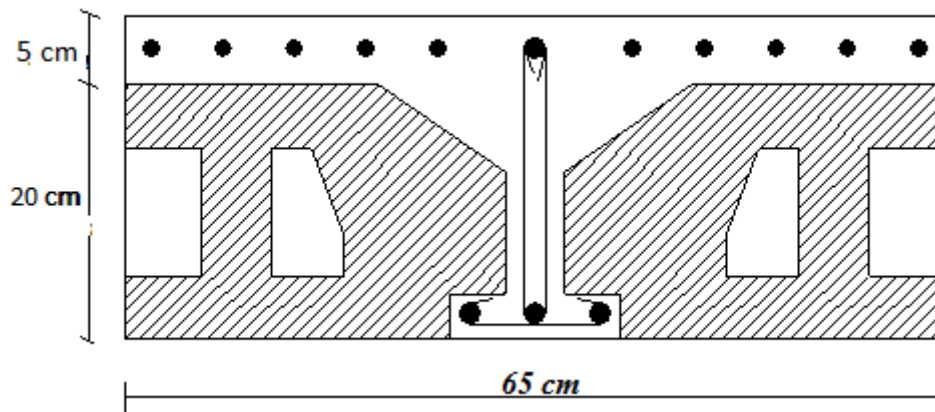


Figure. III.19 : Coupe du plancher en corps creux.

a. Etude des poutrelles :

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

a.1. Dimensions des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche.

On a: $h_t = 25 \text{ cm}$; avec $h_0 = 5 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$

On a: $b_0 = 12 \text{ cm}$, $b=65\text{cm}$

$c= (b-b_0) / 2= 26,5\text{cm}$

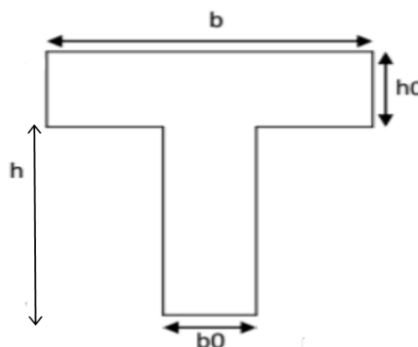


Figure.III.20 : Dimensions De La Poutrelle

a.2.Charge et surcharge et la combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$ et $p_u \leq 0,65 q$.
- ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s \leq 0,65 q$.

Tableau.III.14: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (kN/m ²)	Pu (kN/ml)	qs (kN/m ²)	Ps (kN/ml)
Terrasse inaccessible	7,03	1	10,99	7,14	8,03	5,21
Etage d'habitation	6,09	1,5	10,47	6,8	7,59	4,93
RDC (commerce)	6,43	5	16,18	10,51	11,43	7,42

a.3. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments :

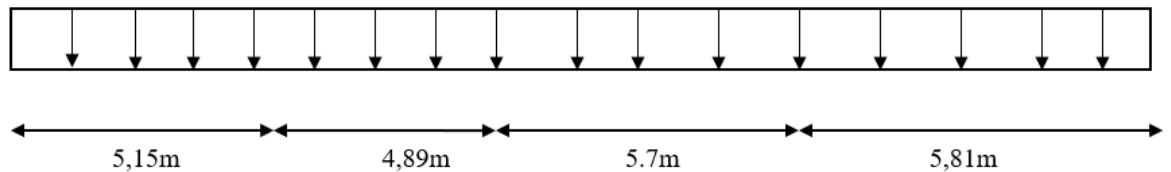
la méthode **forfaitaire**, Méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM** ou bien en utilisant le logiciel **ETABS.V13** qui se base sur les théorie des éléments finis. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Par le logiciel ETAPS 2013.

a.4. Les différents types de poutrelles :

On va généralisée avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

Type : poutrelles à 4 travées.

**Figure.III.21 :** Schéma statique de Poutrelle à quatre travée

a.5.Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

a.5.1.Etape de calcul :**- 1ere étape de calcul :**

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1 \text{ kN/m}^2$

□ □ Évaluation des charges et surcharges :**➤ Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle $G = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux $G = 0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$G = 1,97 \text{ kN/ml}$

➤ Charges d'exploitation :

$Q = 1 \times 0,65$

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

- **Combinaison des charges :**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,59 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$

- **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,59 \times (5,81)^2}{8} = 15,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (5,81)^2}{8} = 11,05 \text{ kN.m}$$

- **Ferraillage :**

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

$M_u = 15,14 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 3,66 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

- 2eme étape de calcul :

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

• Calcul des efforts internes :

On a utilisé méthode des éléments fini (ETABS V9) pour déterminer les diagrammes des moments et des efforts tranchants

• Diagrammes des moments :

ELU :

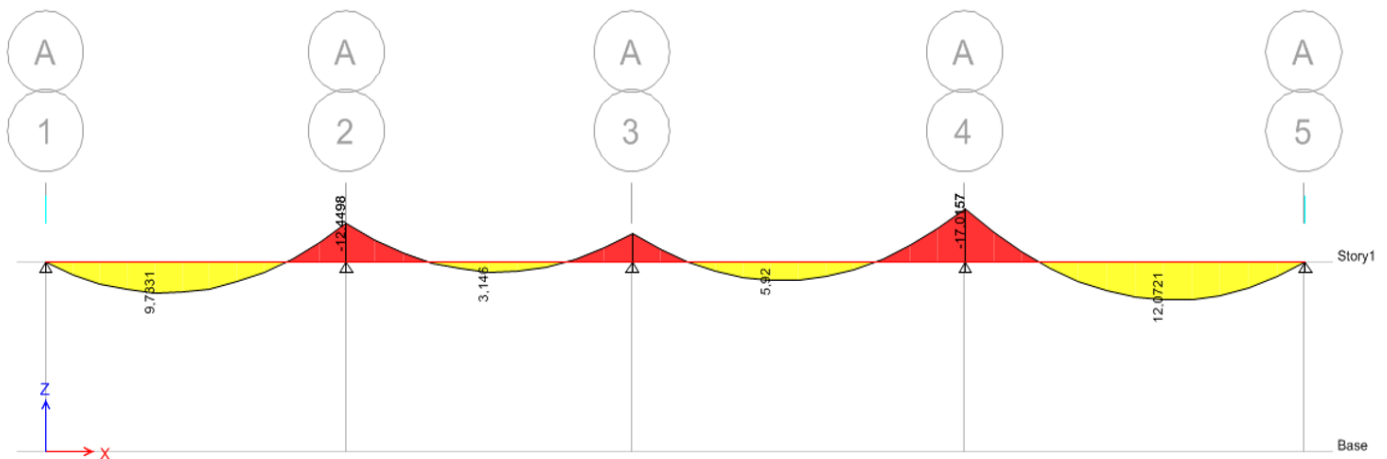


Figure III.22 : Diagramme des moments fléchissants de la poutrelle à ELU.

ELS :

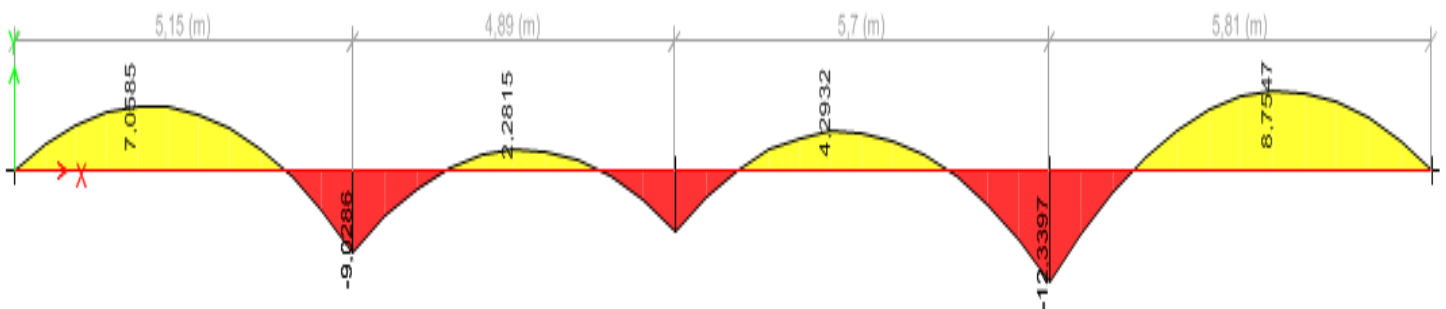


Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissants de la poutrelle à ELS.

• Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

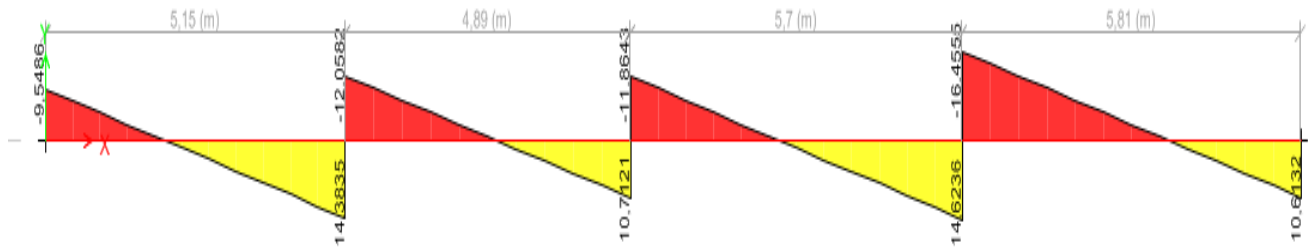


Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELU.

ELS :

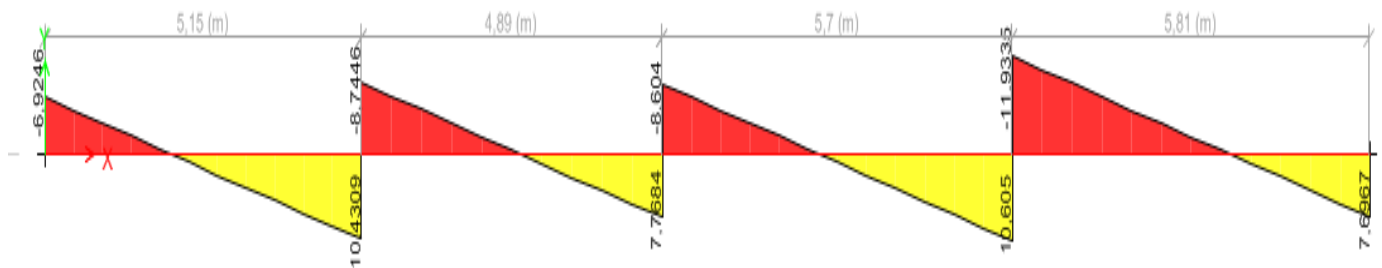


Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELS.

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres types on les a généralisées par le même calcul.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

➤ Etat limite ultime :

$$M_u^{\max} \text{ travée} = 12,07 \text{ kN.m}$$

$$M_u^{\max} \text{ appui} = -17,01 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 16,45 \text{ kN.m}$$

➤ Etat limite service :

$$M_s^{\max} \text{ travée} = 8,75 \text{ kN.m}$$

$$M_s^{\max} \text{ appui} = -12,33 \text{ kN.m}$$

• **Ferraillage de travée :**

$h=25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$;
 $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 110,5\text{kNm}$$

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 ferraillage d’une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.15 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm^2)	choix	$A_{s \text{ choix}}$ (cm^2)
12,07	0,021	Oui	0	0,026	22,26	435	1,24	3T10	2,36

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,61\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,24 \text{ cm}^2; 1,61\text{cm}^2\} = 1,61 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Ferraillage sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max}=17,01\text{kNm} < M_{tab}=110,5 \text{ kNm}$

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

Tableau.III.16 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M _{au} (kNm)	μ	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)	choi x	A _s choix (cm ²)
17,01	0,03	Oui	0	0,03	22,15	435	1,76	2T14	3,08
				8					

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,76 \text{ cm}^2 ; 1,61 \text{ cm}^2 \} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 (A_s=3,08 cm²)

➤ **Vérifications :**

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} = 16,45 kN.

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u = 10,61 kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{10,61 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,44 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,24 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression:

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d} = \frac{16,45 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,68 \text{ Mpa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{verifié}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{uq}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

• 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 :

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 : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

- Détermination de l'axe neutre :

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

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

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 :

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

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

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

Tableau.III.17 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	8,75	2,01	0	4,43	13442,6	2,88	Vérifiée
Appuis	12,33	3,08	0	4,98	16857,07	3,64	Vérifiée

- Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

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

Avec:

h=25 cm ; b₀=12 cm ; d=22,5 cm ; L=5,81 m ; M_{tser}=8,75 kNm ; M₀= $\frac{q \times l^2}{8}$ =31,3 kNm

A_s=2,01 cm² ; f_e=500 MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,43 > 0,0625$vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,000087 < 0,008$vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,43 > 0,027$verifiée

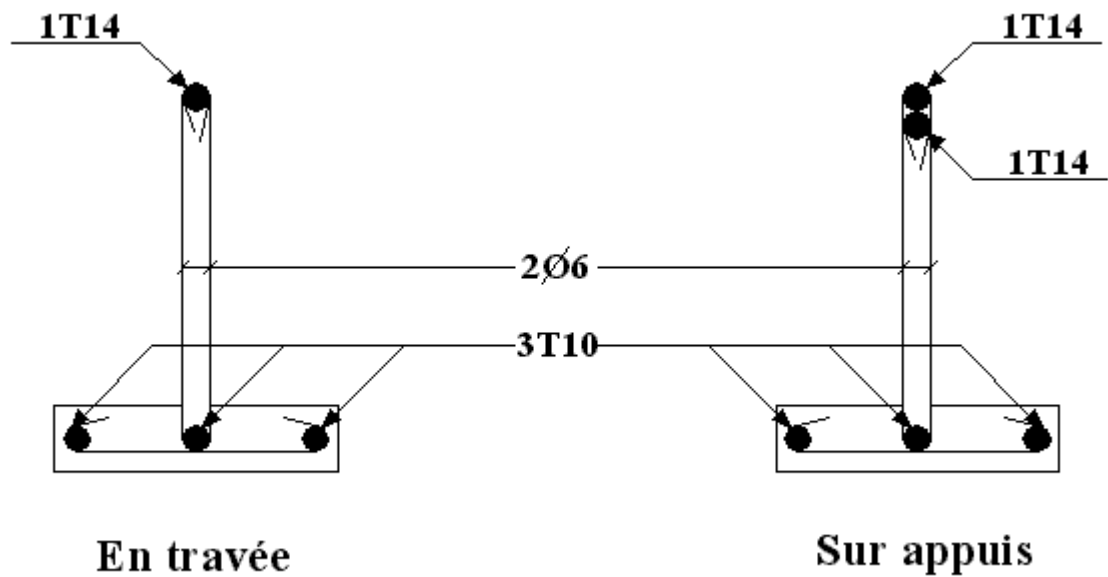


Figure III.26: Schéma de ferrailage des poutrelles

III.4.3. Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

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

Avec :

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

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

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

$f_e=520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS. TIE 520 $\rightarrow \emptyset \leq 6\text{mm}$)

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

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

On prend : $5T5=0,98\text{cm}^2$

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

- **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit : $5T5=0,98\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

- **Conclusion :**

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

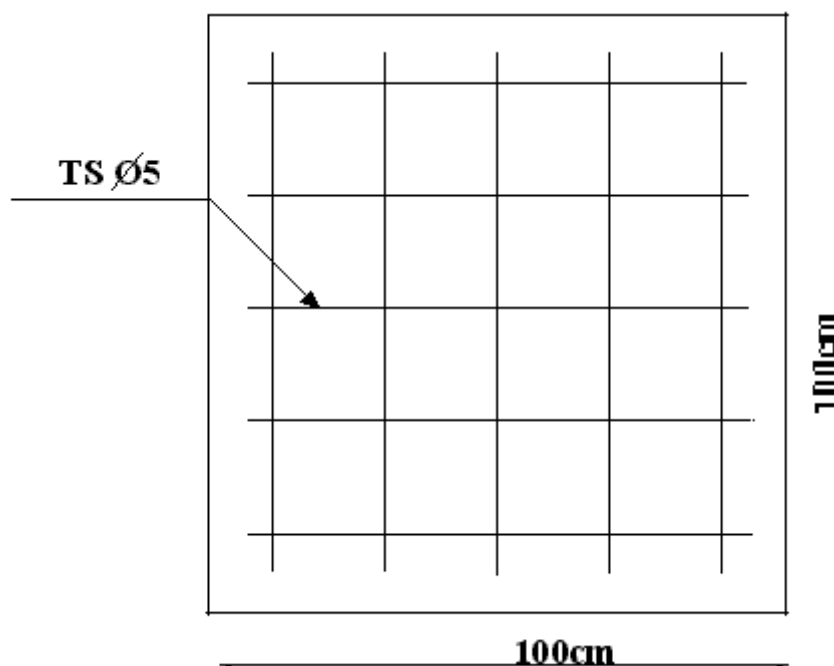


Figure. III.27: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.5. Plancher en dalle pleine :**III.5.1. Introduction :**

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

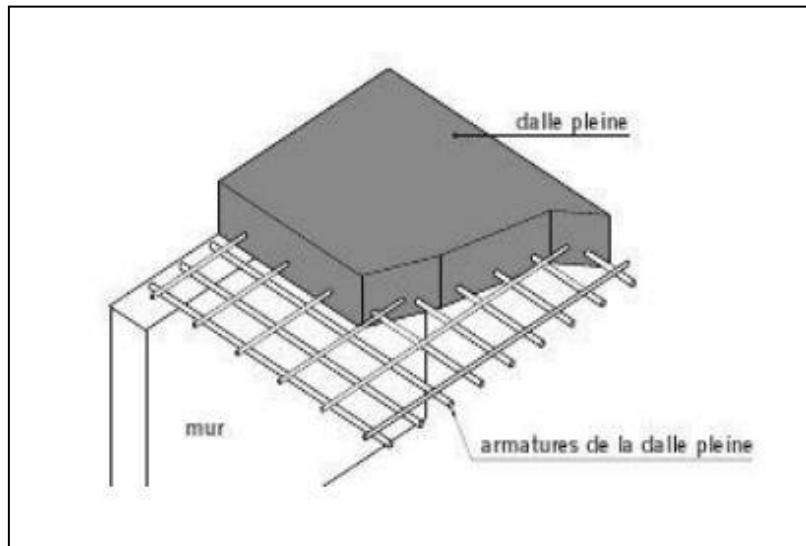


Figure III.28 : Schéma de dalle pleine .

Calcul des dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

Dans notre structure, on a plusieurs formes des panneaux ont généralisée par ce Panneau Panneau de la dalle sur 4 appuis le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \longrightarrow \text{on a : } L_x < L_y \longrightarrow \rho = \frac{5,81}{7,15} \longrightarrow \rho = 0,81 > 0,4$$

La dalle travaille suivant les deux sens.

III.5.3.1. Calcul des sollicitations :**ELU :**

On a :

$$G = 6,43 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 \cdot 6,43 + 1,5 \cdot 5 = 16,18 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$P_s = 6,43 + 5 = 11,43 \text{ KN/m}^2$$

On a :

$$\mu_x = 0,0550$$

$$\mu_y = 0,613$$

On a:

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x P_u l_x^2 = 0,0550 \cdot 16,18 \cdot 5,81^2 = 30,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y M_x = 0,6135 \cdot 30,04 = 18,43 \text{ KN.m}$$

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 25,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 13,82 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 15,02 \text{ KN.m (le plus défavorable)}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 9,22 \text{ KN.m}$$

• Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$b = 100 \text{ cm; } h = 15 \text{ cm; } d = 13,5 \text{ cm; } f_e = 500 \text{ MPa; } f_{c28} = 30 \text{ MPa; } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Tableau III.18 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (kN.m)	μ	A_s' (cm ²)	α_u	Z_u (cm)	Ascal (cm ²)	Choix	$A_{s,adp}$ (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	25,53	0,082	0	0,107	12,92	4,54	7T10	5.50	20
	y-y	13,82	0,045	0	0,057	13,19	2,31	7T10	5.50	20
Appui	x-x	15,02	0,048	0	0,061	13,16	2,62	7T10	5.50	20
	y-y	9,22	0,029	0	0,036	13,31	1,59	7T10	5.50	20

• **Espacement :**

- Travées :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,66cm \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm \dots$ vérifiée

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66cm \leq \min(3h ; 33cm) = 45cm \dots$ vérifiée

- Appui :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,66cm \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm \dots$ vérifiée

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66cm \leq \min(3h ; 40cm) = 40cm \dots$ vérifiée

• **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que :

$As \geq As \min = 0,6\%bh = 0,6\%100 \times 15 = 0,9cm$

Travées : $AS = 5,50 \text{ cm}^2 > AS \min = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Appui : $AS = 5,50\text{cm}^2 > AS \min = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 fc28 ; 4MPa) = 3 \text{ MPa} \dots\dots$ (Fissuration préjudiciable)

$Tu_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{16,18 \times 5,81}{2} = 47,003 \text{ kN}$

$\bar{\tau}_u = \frac{Tu \max}{bd} = \frac{47,003 \times 103}{135 \times 1000} = 0,35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée

• **Vérification à l'ELS :**

- **Evaluation des sollicitations :**

On a : $\rho = 0,81$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0617 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases}$$

$$M_x = 23,81 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 17,25 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 20,23 \text{ kKN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 12,94 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 11,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 8,63 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

D'après le "BAEL91 modifié 99" on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$.

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser (kN.m)	AS (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPa)	σ _b < σ _b	σs (MPa)	σ _s < σ _s
Travée	20,23	7,92	4,59	12654,72	7,33	Vérifier	213,65	Vérifier
	12,94	7,92	4,59	12654,72	4,69	Vérifier	136,66	Vérifier
Appuis	11,9	7,92	4,59	12654,72	4,31	Vérifier	125,68	Vérifier
	8,63	7,92	4,59	12654,72	3,13	Vérifier	91,14	Vérifier

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{581} = 0,025 \geq 0,0625 \dots \text{ Non Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \rightarrow \frac{7,92}{100 \cdot 13,5} \equiv 0,0058 \leq 0,008 \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow 0,025 \leq \frac{1}{10} = 0,1 \dots \dots \dots \text{ Non Vérifiée.}$$

Conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

Ou bien $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00 \text{ m}$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

$E_i=34179,56\text{MPa}$; $E_v=11496,76\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.20: Vérification de la flèche de la dalle pleine.

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
20,23	7,92	0.006	189,21	4	1,6	0.395	32401,8	13814,72	21839,45

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,14 \text{ cm} \\ f_v = 0,27 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow f_T = f_v - f_i = 0.13 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,081 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_T = 0,13 \text{ cm} < \bar{f} = 1,081 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Les résultats de calcul de la flèche**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.21 : Récapitulatif de la vérification des flèche.

f _i (cm)	f _v (cm)	Δf (cm)	f (cm)	Observation
0,14	0,27	0,13	1,081	Vérifiée

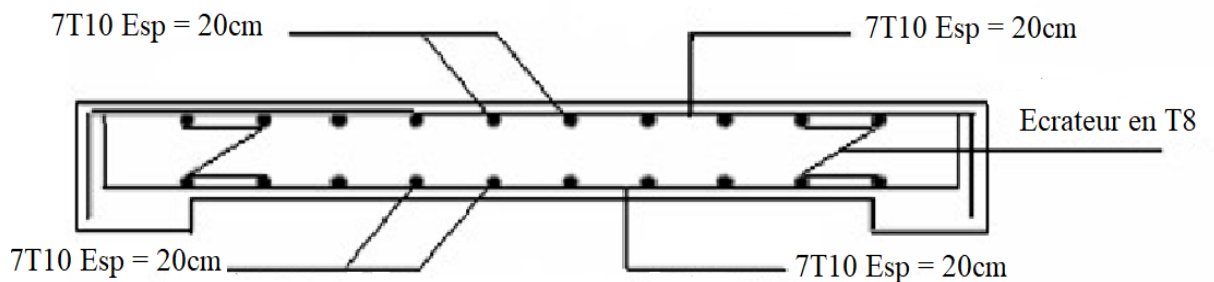


Figure III.29: Schéma de ferrailage des dalles pleines.

CHAPITRE IV :

Etude Dynamique Et
Sismique

IV. Etude dynamique et sismique :**IV.1. Introduction :**

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

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 2013** qui est un logiciel de calcul automatique des structures

IV.2 Etude sismique :

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.2.1 Modélisation de rigidité :

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

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

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version **2003** avec $(\beta =0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.2.3. Généralité sur le logiciel ETABS-13 :

L'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

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

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

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

IV.3.1. Méthode statique équivalente :**a. Principe :**

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

l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Condition d'application :

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III : {

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

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

IV.4. La méthode modale spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites

IV.4.1. Analyse spectrale :

1. Spectre de réponse:

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

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "groupe 02" (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (**zone III**).

Donc : A=0,25.

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=5 (mixte portiques/voiles avec interaction ; 4a).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T₁=0,15s et T₂=0,50s).

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx=1+(0.05+0+0.05+0.05+0+0)=1.15$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.2$$

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q).$$

n 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 le fichier de données la réponse sismique est obtenue.

1. Représentation graphique de spectre

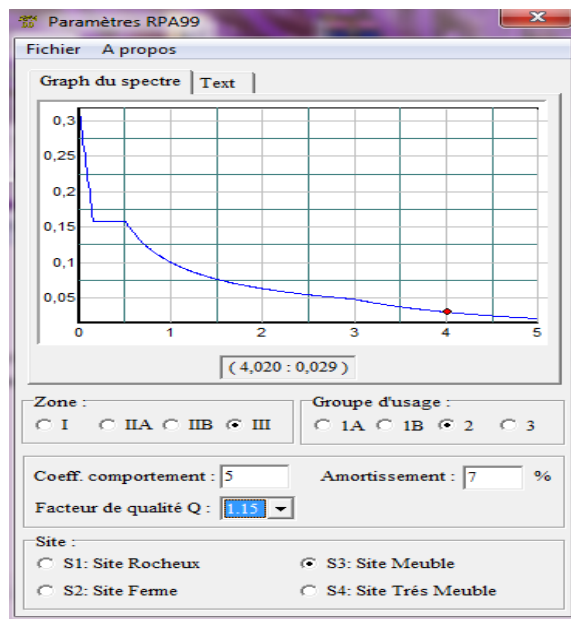


Figure IV.1 : Spectre de réponse selon x.

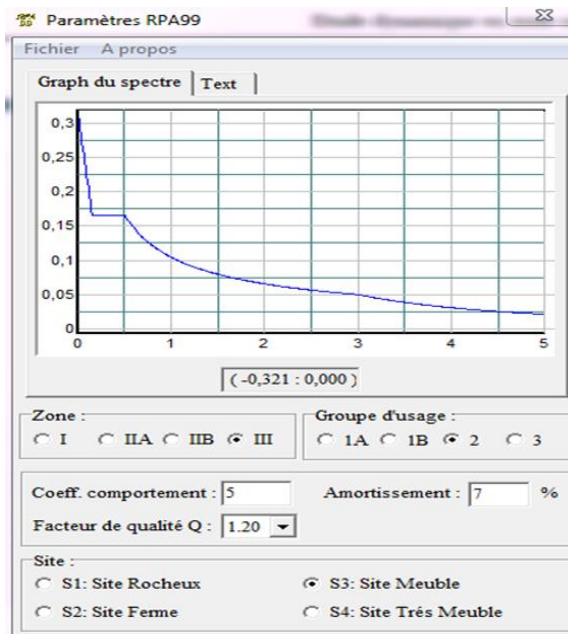


Figure IV.2 : Spectre de réponse selon y.

2. 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 paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

A, Q et R ont déjà été définies.

le poids de la structure. il est calculé de manière automatique.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

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

On a:

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50 s & (\text{site3}) \end{cases}$$

$$\eta = 0,8819$$

4. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

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

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = CT (hN)^{3/4} ; T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right).$$

Avec :

$$CT = 0,05.$$

hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 36,38 \text{ m}$$

D : la dimension de bâtiment.

$$DX = 21,55 ; DY = 26,26 \text{ m.}$$

$$T = CT (hN)^{3/4} = 0,05 * (36,38)^{3/4} = 0,740 \text{ sec.}$$

$$T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} = 0,09 \frac{36,38}{\sqrt{21,55}} = 0,705s$$

$$T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} = 0,09 \frac{36,38}{\sqrt{26,26}} = 0,638s$$

- Sens x :

$$T \text{ empirique} = \min (0,705 ; 0,740) = 0,705 \text{ sec.}$$

$$1,3T \text{ empirique} = 0,9165 \text{ sec.}$$

- Sens y :

$T_{\text{empirique}} = \min(0,638 ; 0,740) = 0,638 \text{ sec.}$

$1,3T_{\text{empirique}} = 0,8294 \text{ sec.}$

Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit :

$$\begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{Si } T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}. \\ 1,3T_{\text{empirique}} & \text{Si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}}. \end{cases}$$

$R = 5$

$Q_x = 1,15 ; Q_y = 1,20$

5. Vérification des déplacements latéraux inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= R\delta_{eK}^x & \text{et} & & \delta_K^y &= R\delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & & \Delta_K^y &= \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens

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).

IV.5. Résultats de l'analyse sismique :

IV.5.1. Modèle initial :

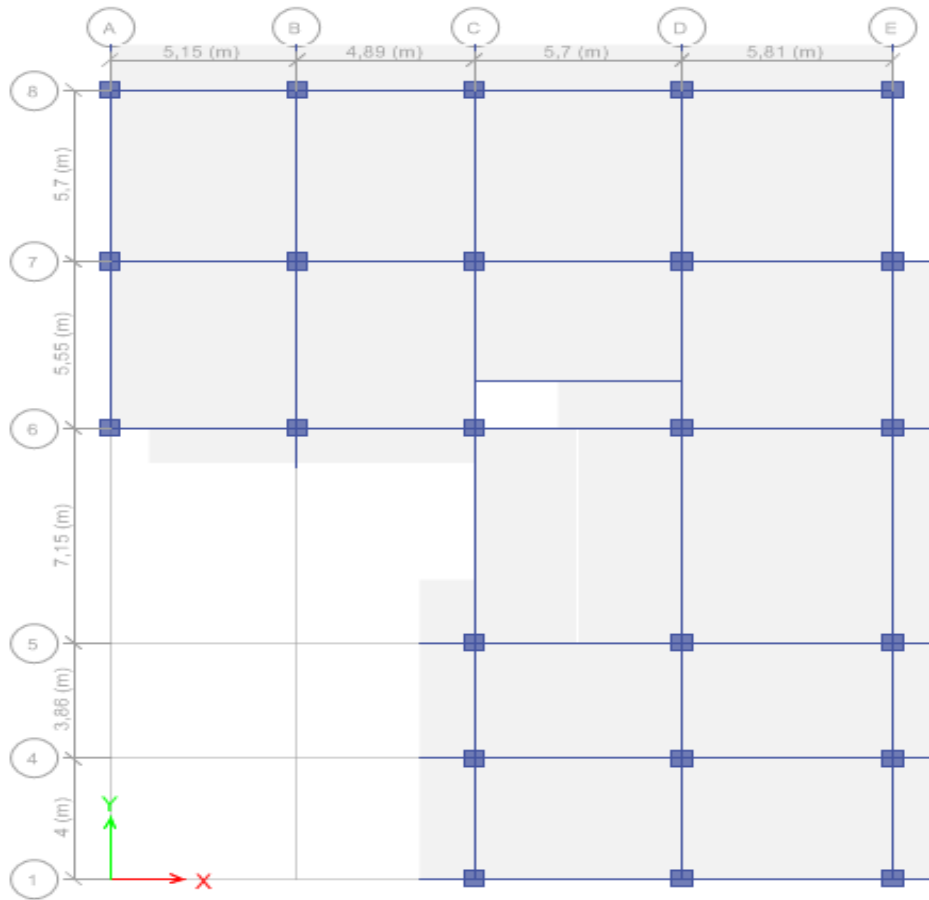


Figure IV.3 : Vue en plan du modèle initial.

Tableau IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,734	0,7782	0,0001	0	0,7782	0,0001	0
Modal	2	1,58	0,0002	0,7671	0	0,7783	0,7673	0
Modal	3	1,498	0,0004	0,0065	0	0,7788	0,7738	0
Modal	4	0,675	0,1026	0,0001	0	0,8814	0,7739	0
Modal	5	0,631	0,0001	0,1066	0	0,8815	0,8805	0
Modal	6	0,571	0,0024	0,0014	0	0,8839	0,8818	0
Modal	7	0,433	0,0416	2,709E-05	0	0,9255	0,8819	0
Modal	8	0,411	3,006E-06	0,0456	0	0,9255	0,9275	0
Modal	9	0,385	0,0023	0,0002	0	0,9278	0,9277	0
Modal	10	0,31	0,0227	0,0002	0	0,9505	0,9279	0
Modal	11	0,3	0,0003	0,0193	0	0,9508	0,9472	0
Modal	12	0,288	2,66E-05	0,0044	0	0,9508	0,9516	0

a. Caractéristiques dynamiques propres du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,734s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

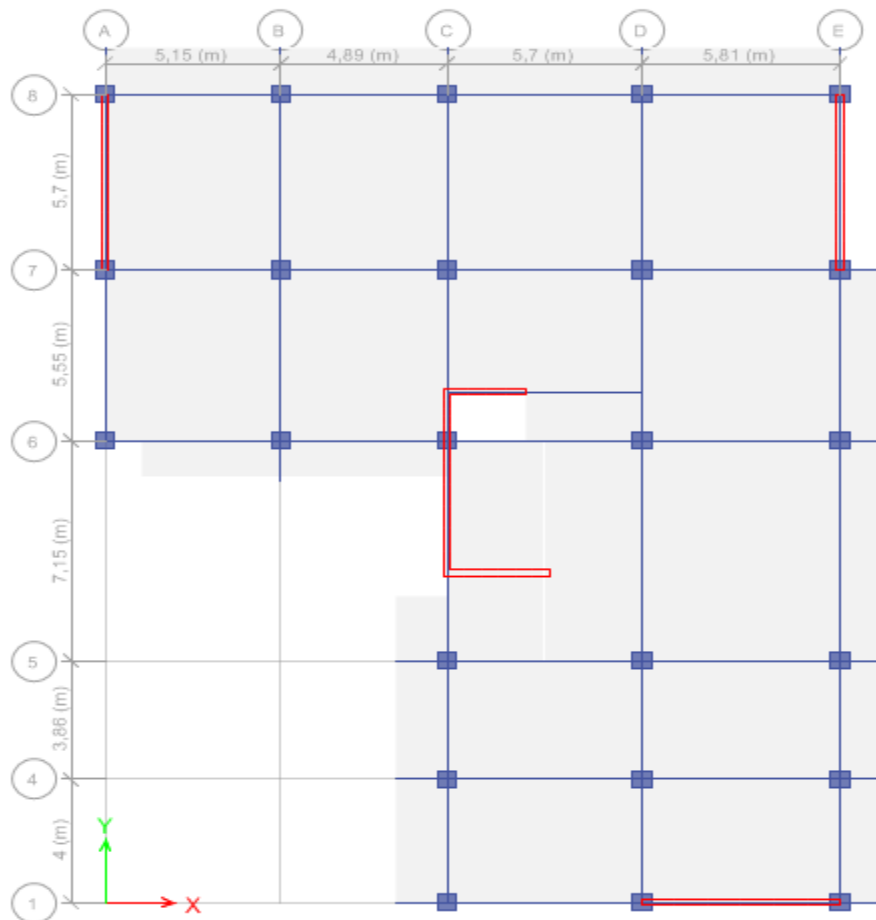
IV.5.2. Modèle 1 avec voiles de contreventement (épaisseur 20cm) :

Figure IV.4 : Vue en plan du modèle 1 avec voiles de contreventement.

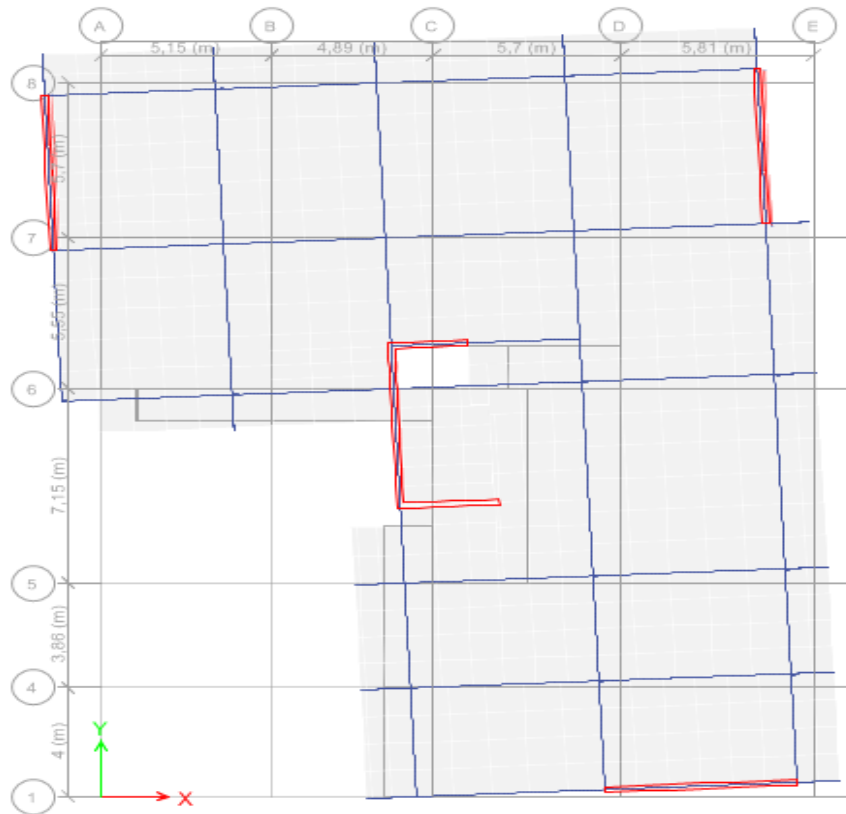


Figure IV.5 : Vue en plan du modèle 1 de 1^{er} mode (translation selon x).

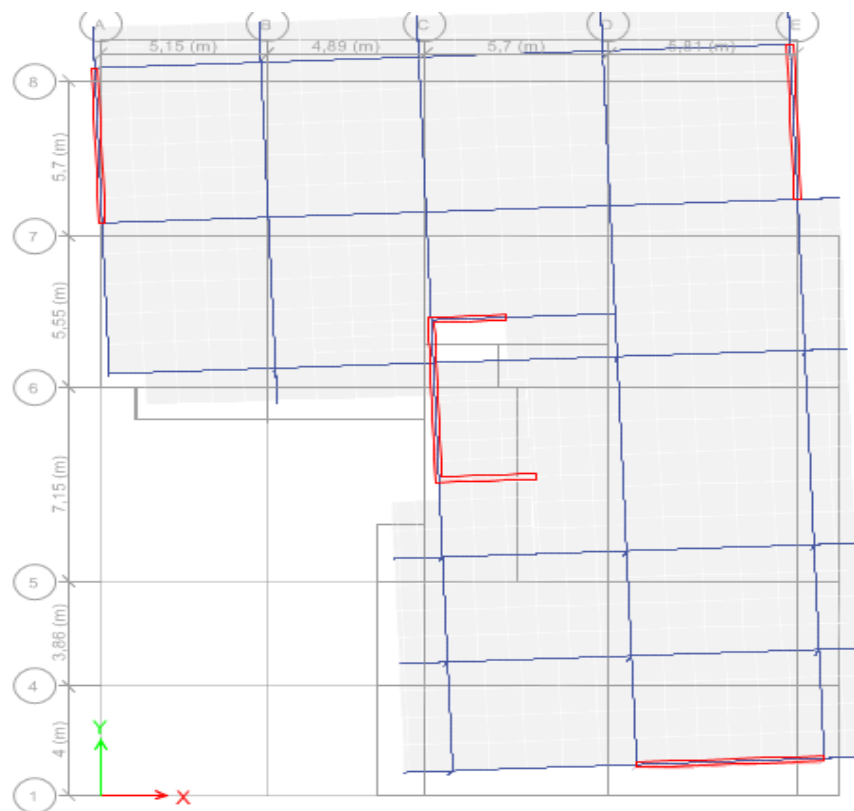


Figure IV.6 : Vue en plan du modèle 1 de 2^{ème} mode (translation selon y).

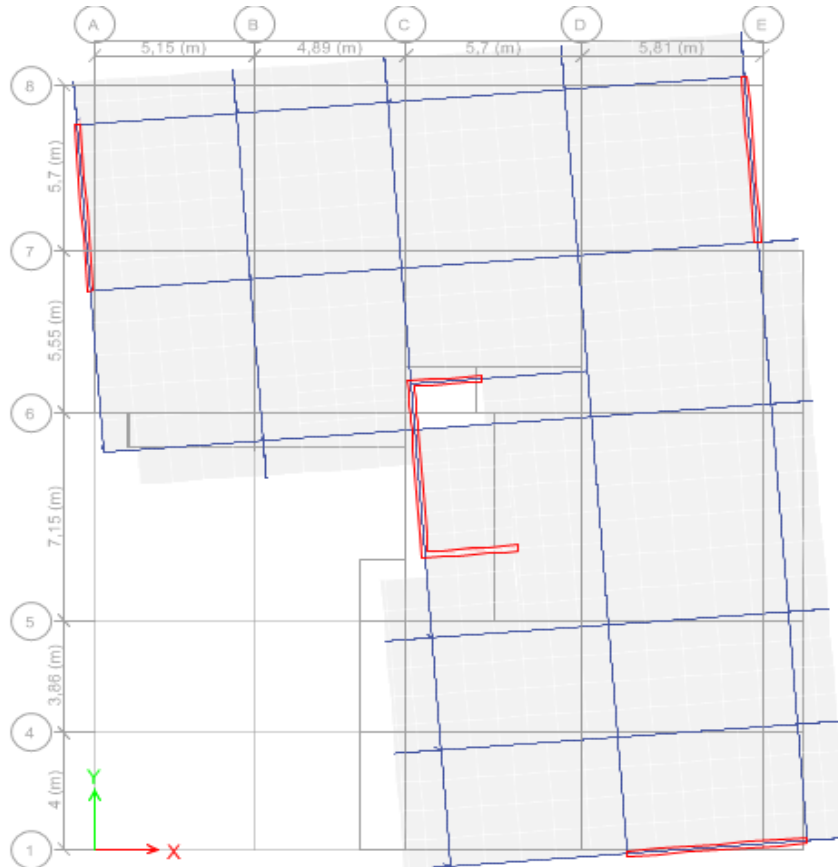


Figure IV.7 : Vue en plan du modèle 1 de 3^{ème} mode (rotation).

Tableau IV.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,217	0,604	0,0054	0	0,604	0,0054	0
Modal	2	0,761	0,0338	0,5513	0	0,6378	0,5567	0
Modal	3	0,599	0,0557	0,119	0	0,6935	0,6757	0
Modal	4	0,379	0,1037	0,0021	0	0,7973	0,6778	0
Modal	5	0,284	0,0314	0,0165	0	0,8287	0,6942	0
Modal	6	0,262	0,0238	0,0206	0	0,8525	0,7148	0
Modal	7	0,249	0,0123	0,0002	0	0,8649	0,715	0
Modal	8	0,178	0,0086	0,1184	0	0,8735	0,8334	0
Modal	9	0,157	0,0184	0,0077	0	0,8919	0,8411	0
Modal	10	0,144	0,0039	0,047	0	0,8958	0,8881	0
Modal	11	0,128	0,0507	0,0087	0	0,9465	0,8968	0
Modal	12	0,097	0,0078	0,0041	0	0,9543	0,9009	0

a. Caractéristiques dynamiques propres du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,217\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation.

- Le 2^{ème} mode est un mode de translation.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

b. Résultantes des forces sismiques du modèle 1 :

T analytique = 1,217sec (Résultats trouvés par le logiciel ETABS).

- Sens x :

1,3Tempirique = 0,9165 sec.

T analytique = 1,007sec > 1,3 T empirique = 0,9165 sec.

Donc : on prend T = 1,3Tempirique = 0,9165 sec.

- Sens y :

1.3 T empirique = 0,8294 sec.

T analytique = 1,007sec > 1,3 T empirique = 0,8294 sec.

Donc : on prend T = 1,3Tempirique = 0,8294 sec.

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,9165} \right)^{2/3} = 1,47$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,8294} \right)^{2/3} = 1,57$$

$$V^x = \frac{0,25(1,47)(1,15)}{5} 58747,9837 = 4965,6733KN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,57)(1,20)}{5} 58747,9837 = 5534,06KN$$

W = 58747,9837 kN . (D'après logiciel ETABS).

VXdyn = 3323,956 kN ; VYdyn = 4486,55kN

VXdyn = 3323,956 kN < 0,8*4965,673 = 3972,53 kN. C.N.V

VYdyn = 4394,30 kN < 0,8*5534,06 = 4427,248 kN. C.N.V

Il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport suivant :

$$r_x = \frac{0,8vst}{V_{xdyn}} = \frac{3972,53}{3323,956} = 1,19$$

$$r_y = \frac{0,8vst}{V_{ydyn}} = \frac{4427,248}{4394,30} = 1,01$$

c. Vérification des déplacements latéraux inter étages du modèle 1 :

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 1.

SENS X-X					
Etages	d (mm)	d x R (mm)	Δ (mm)	$\Delta_{\text{admissible}}$ (mm)	Observation
10eme	64,7	323,5	24,5	32,3	Vérifiée
9eme	59,8	299	15,5	32,3	Vérifiée
8eme	62,9	314,5	40	32,3	Non Vérifiée
7eme	54,9	274,5	41	32,3	Non Vérifiée
6eme	46,7	233,5	41	32,3	Non Vérifiée
5eme	38,5	192,5	41,5	32,3	Non Vérifiée
4eme	30,2	151	39,5	32,3	Non Vérifiée
3eme	22,3	111,5	37,5	32,3	Non Vérifiée
2eme	14,8	74	32	32,3	Vérifiée
1er	8,4	42	25,5	32,3	Vérifiée
rdc	3,3	16,5	16,5	40,8	Vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 1.

SENS Y-Y					
Etages	d (mm)	d x R (mm)	Δ (mm)	$\Delta_{\text{admissible}}$ (mm)	Observation
10eme	38,8	194	24	32,3	Vérifiée
9eme	34	170	25,5	32,3	Vérifiée
8eme	28,9	144,5	20,5	32,3	Vérifiée
7eme	24,8	124	20	32,3	Vérifiée
6eme	20,8	104	20,5	32,3	Vérifiée
5eme	16,7	83,5	19,5	32,3	Vérifiée
4eme	12,8	64	18	32,3	Vérifiée
3eme	9,2	46	16	32,3	Vérifiée
2eme	6	30	13,5	32,3	Vérifiée
1er	3,3	16,5	10	32,3	Vérifiée
rdc	1,3	6,5	6,5	40,8	Vérifiée

d. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

B_c : section brute de l'élément.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

On fait la vérification avec les combinaisons :

- G+Q+EX.
- G+Q+EY.

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 1.

Etages	N_d (kN)	B_c (cm ²)	N	Observation	Section corrigée (cm ²)
10eme	254,5837	30*30	0,09	< 0,3	/
9eme	469,8163	30*30	0,17	< 0,3	/
8eme	771,8845	30*30	0,28	< 0,3	/
7eme	1132,5273	35*35	0,3	< 0,3	/
6eme	1526,5387	40*40	0,31	> 0,3	55*55
5eme	1928,2105	40*40	0,4	> 0,3	55*55
4eme	2340,0341	45*45	0,38	> 0,3	60*60
3eme	2756,1494	45*45	0,45	> 0,3	60*60
2eme	3175,9894	50*50	0,42	> 0,3	65*65
1er	3592,1426	50*50	0,47	> 0,3	65*65
RDC	4007,0434	55*55	0,44	> 0,3	70*70

Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le **RPA99 version 2003**.

Il faut donc augmenter les sections des poteaux dans la structure

IV.5.3. Modèle 2 :

On va augmenter la section des poteaux dans tous les niveaux et garder le même disposition des voiles.

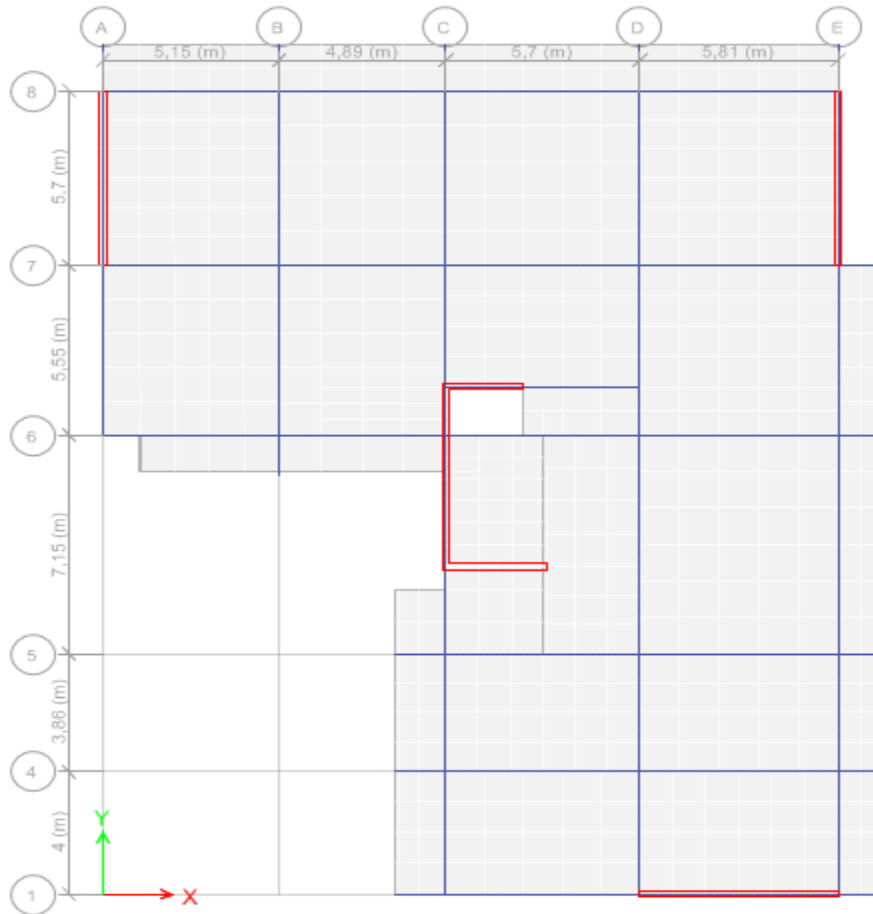


Figure IV.8 : Vue en plan du modèle 2.

Tableau IV.7 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,063	0,6236	0,0041	0	0,6236	0,0041	0
Modal	2	0,666	0,0242	0,5966	0	0,6478	0,6007	0
Modal	3	0,528	0,0588	0,0895	0	0,7066	0,6902	0
Modal	4	0,316	0,128	0,0012	0	0,8346	0,6914	0
Modal	5	0,208	0,0356	0,0124	0	0,8702	0,7038	0
Modal	6	0,184	0,0044	0,1013	0	0,8745	0,8051	0
Modal	7	0,165	0,0029	0,0107	0	0,8774	0,8157	0
Modal	8	0,141	0,0127	0,0623	0	0,8902	0,878	0
Modal	9	0,126	0,0217	0,0001	0	0,9119	0,8781	0
Modal	10	0,116	0,033	0,0227	0	0,9449	0,9008	0
Modal	11	0,091	0,0046	0,0057	0	0,9495	0,9065	0
Modal	12	0,087	0,0072	0,0037	0	0,9567	0,9102	0

a. Caractéristiques dynamiques propres du modèle 2:

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,063$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

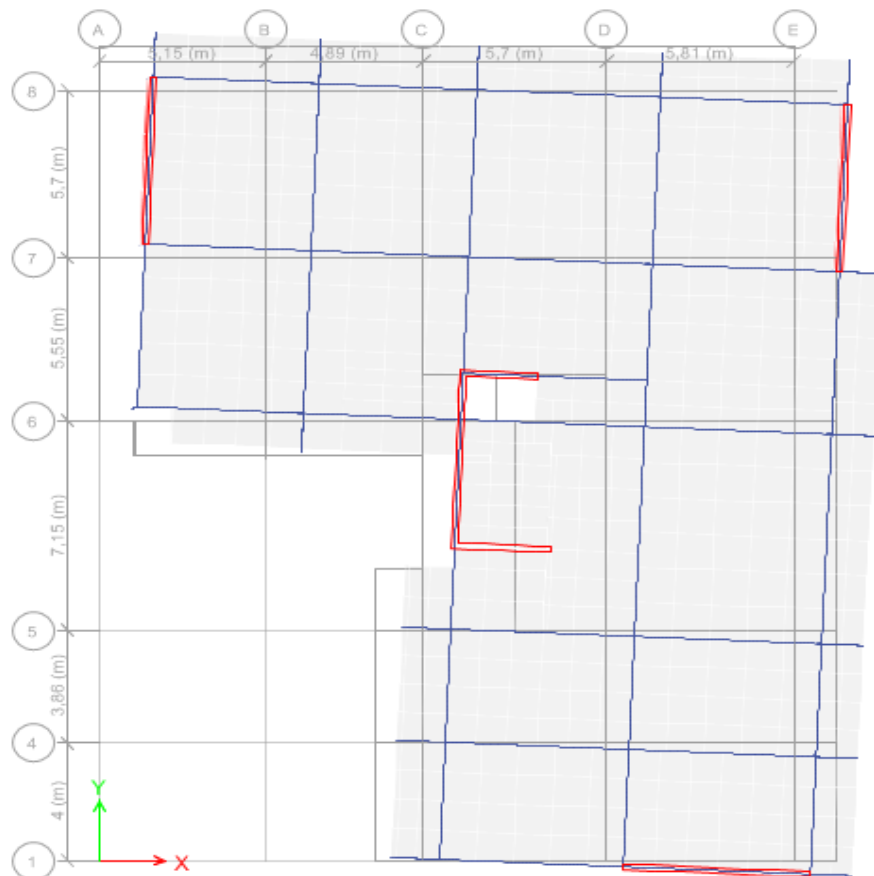


Figure IV.9 : Vue en plan du modèle 2 de 1ère mode (translation selon x).

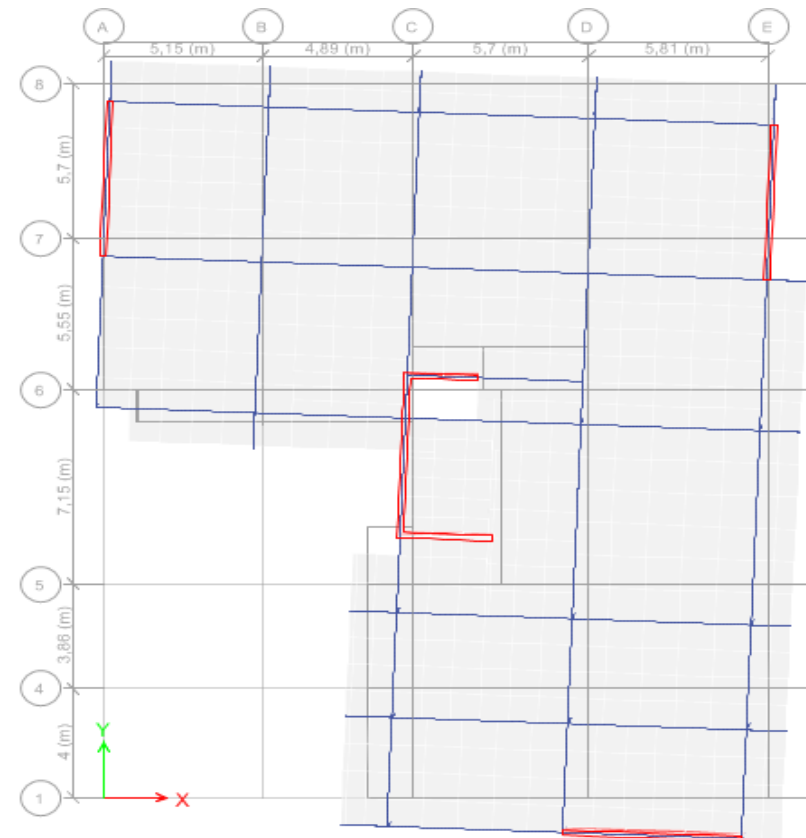


Figure IV.10 : Vue en plan du modèle 2 de 2ème mode (translation selon y).

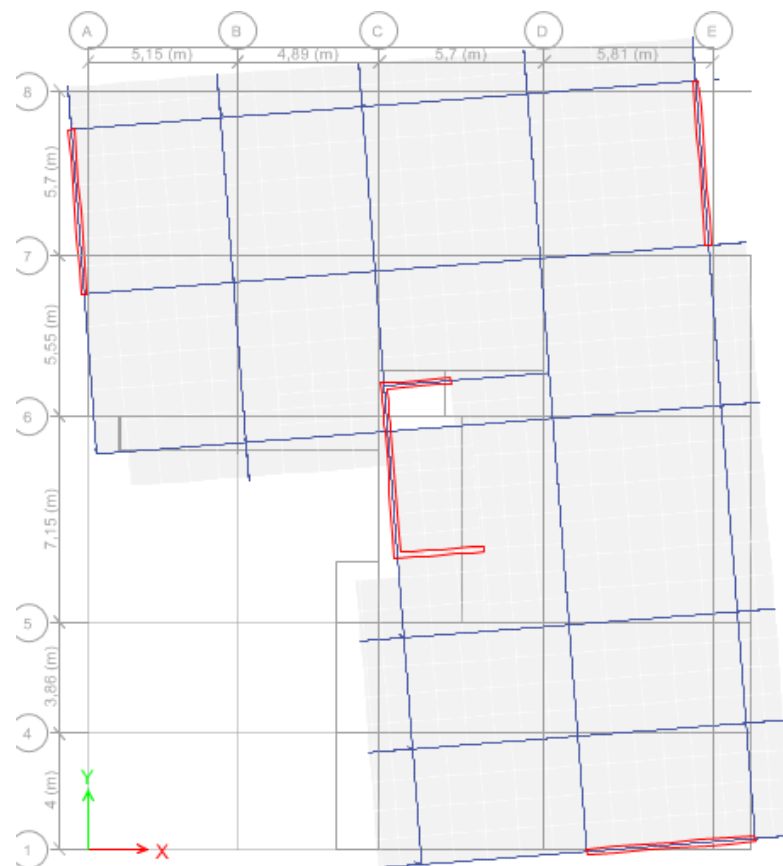


Figure IV.11 : Vue en plan du modèle 2 de 3ème mode (rotation).

b. Résultantes des forces sismiques du modèle 2 :

T analytique = 1,063sec (Résultats trouvés par le logiciel ETABS).

- Sens x :

1,3Tempirique = 0,9165 sec.

T analytique = 1,063sec > 1,3 T empirique = 0,9165 sec.

Donc : on prend T = 1,3Tempirique = 0,9165 sec.

- Sens-y :

1.3 T empirique = 0,8294 sec.

T analytique = 0,9sec > 1,3 T empirique = 0,8294 sec.

Donc : on prend

T = 1,3Tempirique = 0,8294 sec.

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,9165} \right)^{2/3} = 1,47$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,8294} \right)^{2/3} = 1,57$$

$$V^x = \frac{0,25(1,47)(1,15)}{5} 61712,45 = 5216,25KN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,57)(1,20)}{5} 61712,15 = 5813,31KN$$

W = 61712,454 kN .

VXdyn = 3863,2169 kN ; VYdyn = 5194,469 kN.

VXdyn = 3863,2169 kN < 0,8*5216,25 = 4172,99 kN. C.N.V

VYdyn = 5194,469 kN > 0,8*5813,31 = 4650,65 kN. C.V

Il faut augmenter le paramètre rx de la réponse dans le rapport suivant :

$$r_x = \frac{0,8v_{st}}{V_{xdyn}} = \frac{4172,99}{3863,2169} = 1,08$$

c. Vérification des déplacements latéraux inter étages du modèle 2 :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 2.

SENS X-X					
Etages	d (mm)	d x R (mm)	Δ (mm)	$\Delta_{\text{admissible}}$ (mm)	Observation
10eme	47	235	12	32,3	Vérifiée
9eme	44,6	223	15,5	32,3	Vérifiée
8eme	47,7	238,5	27	32,3	Vérifiée
7eme	42,3	211,5	29	32,3	Vérifiée
6eme	36,5	182,5	30	32,3	Vérifiée
5eme	30,5	152,5	31	32,3	Vérifiée
4eme	24,3	121,5	31	32,3	Vérifiée
3eme	18,1	90,5	29,5	32,3	Vérifiée
2eme	12,2	61	26	32,3	Vérifiée
1er	7	35	21	32,3	Vérifiée
rdc	2,8	14	14	40,8	Vérifiée

Tableau IV.9: Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 2.

SENS Y-Y					
Etages	d (mm)	d x R (mm)	Δ (mm)	$\Delta_{\text{admissible}}$ (mm)	Observation
10eme	27,3	136,5	9,5	32,3	Vérifiée
9eme	25,4	127	15	32,3	Vérifiée
8eme	22,4	112	14,5	32,3	Vérifiée
7eme	19,5	97,5	15,5	32,3	Vérifiée
6eme	16,4	82	15	32,3	Vérifiée
5eme	13,4	67	15	32,3	Vérifiée
4eme	10,4	52	14	32,3	Vérifiée
3eme	7,6	38	13	32,3	Vérifiée
2eme	5	25	11	32,3	Vérifiée
1er	2,8	14	8,5	32,3	Vérifiée
rdc	1,1	5,5	5,5	40,8	Vérifiée

d. Vérification de l'effort normal réduit :**Tableau IV.10 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 2.

Etages	N _d (kN)	B _c (cm ²)	N	Observation	Section corrigée (cm ²)
10eme	248,06	45*45	0,040	< 0,3	/
9eme	505,09	45*45	0,083	< 0,3	/
8eme	836,63	45*45	0,137	< 0,3	/
7eme	1189,31	50*50	0,159	< 0,3	/
6eme	1604,57	55*55	0,177	< 0,3	/
5eme	2025,53	55*55	0,223	< 0,3	/
4eme	2455,37	60*60	0,228	< 0,3	/
3eme	2887,08	60*60	0,268	< 0,3	/
2eme	3321,64	65*65	0,262	< 0,3	/
1er	3750,58	65*65	0,296	< 0,3	/
RDC	4182,86	70*70	0,285	< 0,3	/

e. Justification du coefficient de comportement :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par « **RPA99 v 2003** » [1]

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 68751,969$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 16241,1347$ kN.

$$\frac{P_{voile}}{P_{tot}} * 100 = 23,62\% > 20\%$$

- **Justification des portiques sous charges horizontales :**

Tableau IV.11 : Justification des portiques sous charges horizontales sens x-x.

SENS X-X					
Etages	V_x portique (kN)	V_x Tot(kN)	Pourcentage (%)	Condition	Observation
10eme	320,61	321,77	99,64	$\geq 25\%$	Vérifiée
9eme	612,91	717,40	85,43	$\geq 25\%$	Vérifiée
8eme	1051,33	1323,12	79,46	$\geq 25\%$	Vérifiée
7eme	1264,76	1946,83	64,97	$\geq 25\%$	Vérifiée
6eme	1522,3	2453,12	62,06	$\geq 25\%$	Vérifiée
5eme	1487,51	2885,23	51,56	$\geq 25\%$	Vérifiée
4eme	1701,135	3263,33	52,13	$\geq 25\%$	Vérifiée
3eme	1589,79	3589,95	44,28	$\geq 25\%$	Vérifiée
2eme	1657,36	3861,95	42,92	$\geq 25\%$	Vérifiée
1er	1009,2	4098,2	24,63	$< 25\%$	Non Vérifiée
RDC	1552,79	4195,28	37,01	$\geq 25\%$	Vérifiée

Tableau IV.12 : Justification des portiques sous charges horizontales sens y-y.

SENS Y-Y					
Etages	V_y portique (kN)	V_y Tot(kN)	Pourcentage (%)	Condition	Observation
10eme	410,22	411,79	99,62	$\geq 25\%$	Vérifiée
9eme	473,99	822,23	57,65	$\geq 25\%$	Vérifiée
8eme	816,88	1622,4	50,35	$\geq 25\%$	Vérifiée
7eme	941,16	2483,6	37,89	$\geq 25\%$	Vérifiée
6eme	1200,8	3188,75	37,66	$\geq 25\%$	Vérifiée
5eme	1071,9	3769,55	28,44	$\geq 25\%$	Vérifiée
4eme	1246,24	4242,75	29,37	$\geq 25\%$	Vérifiée
3eme	1090,84	4621,48	23,60	$< 25\%$	Non Vérifiée
2eme	1143,77	4925,06	23,22	$< 25\%$	Non Vérifiée
1er	894,31	5115,17	17,48	$< 25\%$	Non Vérifiée
RDC	1187,82	5208,60	22,80	$< 25\%$	Non Vérifiée

• **Remarque :**

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc il faut changer le facteur de comportement $R=3,5$.

→ Dans ce modèle on diminue le coefficient de comportement $R=3,5$.

f. Résultantes des forces sismiques du modèle 2 avec $R=3,5$:

T analytique =1,063sec (Résultats trouvés par le logiciel ETABS).

$$V^x = \frac{0,25(1,47)(1,15)}{3,5} 61712,45 = 7451,78KN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,57)(1,20)}{3,5} 61712,15 = 8304,73KN$$

$$VX_{dyn} = 5505,4816 \text{ kN} ; VY_{dyn} = 7409,7713kN$$

$$VX_{dyn} = 5505,4816 \text{ kN} < 0,8*7451,78= 5961,42 \text{ kN. C.N.V}$$

$$VY_{dyn} = 7409,7713 \text{ kN} > 0,8*8304,73= 6643,78 \text{ kN. C.V}$$

Il faut augmenter le paramètre rx de la réponse dans le rapport suivant :

$$r_x = \frac{0,8v_{st}}{V_{xdyn}} = \frac{5961,42}{6643,78} = 1,08$$

g. Vérification des déplacements latéraux inter étages du modèle 2 avec $R=3,5$:

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 2 avec $R=3,5$.

SENS X-X					
Etages	d (mm)	d x R (mm)	Δ (mm)	$\Delta_{admissible}$ (mm)	Observation
10eme	67,6	236,6	12,25	32,3	Vérifiée
9eme	64,1	224,35	15,75	32,3	Vérifiée
8eme	68,6	240,1	27,3	32,3	Vérifiée
7eme	60,8	212,8	29,05	32,3	Vérifiée
6eme	52,5	183,75	30,45	32,3	Vérifiée
5eme	43,8	153,3	31,15	32,3	Vérifiée
4eme	34,9	122,15	31,15	32,3	Vérifiée
3eme	26	91	29,75	32,3	Vérifiée
2eme	17,5	61,25	26,25	32,3	Vérifiée
1er	10	35	21	32,3	Vérifiée
rdc	4	14	14	40,8	Vérifiée

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 2 avec R=3,5.

SENS Y-Y					
Etages	d (mm)	d x R (mm)	Δ (mm)	$\Delta_{admissible}$ (mm)	Observation
10eme	39	136,5	9,45	32,3	Vérifiée
9eme	36,3	127,05	15,05	32,3	Vérifiée
8eme	32	112	14,7	32,3	Vérifiée
7eme	27,8	97,3	15,05	32,3	Vérifiée
6eme	23,5	82,25	15,4	32,3	Vérifiée
5eme	19,1	66,85	14,7	32,3	Vérifiée
4eme	14,9	52,15	14,35	32,3	Vérifiée
3eme	10,8	37,8	12,95	32,3	Vérifiée
2eme	7,1	24,85	10,85	32,3	Vérifiée
1 ^{er}	4	14	8,4	32,3	Vérifiée
RDC	1,6	5,6	5,6	40,8	Vérifiée

h. Vérification de l'effort normal réduit du modèle 2 avec R=3,5 :

Tableau IV.15: Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 2 avec R=3,5.

Etages	N_d (kN)	B_c (cm ²)	N	Observation	Section corrigée (cm ²)
10eme	261,6257	45*45	0,04	< 0,3	/
9eme	524,36	45*45	0,08	< 0,3	/
8eme	882,3023	45*45	0,14	< 0,3	/
7eme	1264,6622	50*50	0,16	< 0,3	/
6eme	1703,5698	55*55	0,18	< 0,3	/
5eme	2153,5526	55*55	0,23	< 0,3	/
4eme	2613,3743	60*60	0,24	< 0,3	/
3eme	3074,7922	60*60	0,26	< 0,3	/
2eme	3536,8151	65*65	0,27	< 0,3	/
1 ^{er}	-3790,02	65*65	0,29	< 0,3	/
RDC	4438,352	70*70	0,30	< 0,3	/

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

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Niveaux(m)	P _k (kN)	Δ_K (mm)	V _k (kN)	h _k (mm)	θ	Observation
10 ^{eme}	1316,697	12,25	456,57	3230	0,008	ok
9 ^{eme}	3989,3759	15,75	1025,13	3230	0,018	ok
8 ^{eme}	9265,4161	27,3	1893,84	3230	0,022	ok
7 ^{eme}	15578,8209	29,05	2786,97	3230	0,02	ok
6 ^{eme}	21993,9707	30,45	3513,12	3230	0,02	ok
5 ^{eme}	28409,1205	31,5	4129,86	3230	0,03	ok
4 ^{eme}	34935,7052	31,15	4671,245	3230	0,03	ok
3 ^{eme}	41462,29	29,75	5140,07	3230	0,03	ok
2 ^{eme}	48109,9998	26,25	5533,809	3230	0,02	ok
1 ^{er}	54757,7096	21,35	5834,3764	3230	0,024	ok
RDC	61712,4543	14	5995,8816	4080	0,01	ok

Tableau IV.17 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y.

Niveaux	P _k (kN)	Δ_K (mm)	V _k (kN)	h _k (mm)	θ	Observation
10 ^{eme}	1316,69	9,45	584,83	3230	0,006	ok
9 ^{eme}	3989,37	15,05	1172,91	3230	0,015	ok
8 ^{eme}	9265,41	14,7	2324,76	3230	0,018	ok
7 ^{eme}	15578,82	15,05	3542,34	3230	0,020	ok
6 ^{eme}	21993,97	15,4	4549,51	3230	0,023	ok
5 ^{eme}	28409,12	15,05	5372,53	3230	0,024	ok
4 ^{eme}	34935,70	14,35	6046,08	3230	0,025	ok
3 ^{eme}	41462,29	12,95	6593,50	3230	0,025	ok
2 ^{eme}	48109,99	10,85	7009,69	3230	0,023	ok
1 ^{er}	54757,70	8,4	7282,77	3230	0,019	ok
RDC	61712,45	5,6	7409,77	4080	0,0114	ok

CHAPITRE V :

Ferraillage Des Eléments

Résistants

V.1 Introduction générale :

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2 Ferraillage des poteaux :**V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

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

a. Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

b. Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22,17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.2.2. Combinaison d'action :

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

a. Selon CBA 93 [4]:

Situation durable :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$.
- ELS : $G + Q$.

b. Selon RPA 99 [1]:

Situation accidentelle :

- $G + Q \pm E$.
- $0,8G \pm E$.

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

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).

V.2.3 Recommandation selon RPA99/2003 [1]:

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

- Leur pourcentage est limité par :
 - $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\%$ Zone courante (Z.C).
 - $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R).

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est 12mm.
- La longueur minimale de $50 \varnothing$ en zone de recouvrement.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, a l'intérieur des zones nodales.

V.2.3 Méthode de calcul :

On utilise le logiciel de SOCOTEC pour le ferraillage des sections.

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants

Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q.

- N^{\max} , M^{corr} :

Tableau V.1 : ferraillage des poteaux durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	-4936,42	21,23	SEC	0	0	44 ,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	-4395,85	59,65	SEC	0	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	-3371,69	58,73	SEC	0	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-2376,81	63,98	SEC	0	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	-1405,60	68,62	SEC	0	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	-1004,66	-35,74	SEC	0	0	18,22

- N^{\min} , M^{corr} :

Tableau V.2 : ferraillage des poteaux durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	-1973,99	28,63	SEC	0	0	44 ,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	-1527,42	33,11	SEC	0	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	-1046,05	35,35	SEC	0	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-576,31	35,93	SEC	0	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	-346,91	33,35	SEC	0	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	-71,94	34,22	SPC	1,08	0	18,22

- M^{\max} , N^{corr} :

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kN]	N^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	61,6954	-4186,91	SEC	0	0	44 ,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	-100,97	-3304,29	SEC	0	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	-112,96	-2405,73	SEC	0	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-117,92	-1528,13	SEC	0	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	-104,34	-1093,91	SEC	0	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	118,61	-275,91	SPC	3,98	0	18,22

a. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q±E.

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.4: Ferraillages des poteaux en en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	-4438,35	-311,05	SEC	0	0	44 ,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	-3989,44	-126,70	SEC	0	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	-3074,79	-108,55	SEC	0	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-2153,55	-87,14	SEC	0	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	-1264,66	-218,30	SEC	0	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	-882,30	-179,10	SPC	0,9	0	18,22

- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.5 : Ferraillages des poteaux en en situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	-506,07	36,18	SEC	0	0	44,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	-286,46	122,79	SPC	1,14	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	-145,35	158,07	SPC	4,4	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-37,07	151,65	SPC	5,87	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	4,58	230,32	SPC	10,79	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	-4,35	56,92	SPC	2,81	0	18,22

- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$:

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux en en situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kN]	N^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	514,41	-2315,3	SEC	0	0	44,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	366,99	-1706,68	SEC	0	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	357,29	-1151,54	SPC	2,41	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	314,28	-618,77	SPC	7,21	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	253,22	-415,06	SPC	7,77	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	229,83	-111,26	SPC	11,07	0	18,22

• Combinaison : 0.8G+E

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux en en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	-3293,09	-315,38	SEC	0	0	44 ,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	-2968,10	-134,72	SEC	0	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	-2291,69	-115,62	SEC	0	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-1603,15	-94,42	SEC	0	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	-939,11	-74,70	SEC	0	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	-648,18	-171,79	SPC	2,59	0	18,22

- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux en en situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	20,59	182,01	SPC	6,08	0	44 ,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	-26,40	55,47	SPC	1,61	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	-27,00	69,88	SPC	2,31	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-51,50	83,30	SPC	2,85	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	-42,036	61,60	SPC	2,31	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	-2,12	60,10	SPC	2,99	0	18,22

- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$:

Tableau V.9 : Ferraillages des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kN]	N^{corr} [kN.m]	Sollicitation	As/face [cm ²]	As'/face [cm ²]	As _{min} RPA
RDC	70*70	511,22	-1491,51	SPC	1,91	0	44 ,1
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	364,41	-1089,54	SPC	1,79	0	38,02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	355,71	-734,17	SPC	6,36	0	32,4
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	313,32	-397,48	SPC	9,32	0	27,22
7 ^{eme}	50*50	249,81	-230,42	SPC	9,4	0	22,5
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	220,52	-82,24	SPC	10,82	0	18,22

V.2.4. Choix des armatures :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Section [cm ²]	As/face [cm ²]	As ^{min} RPA	Choix des armatures	As ^{adp}
RDC	70*70	6,08	44 ,1	4T20+16T16	44,74
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	1,79	38,02	4T20+16T16	44,74
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	6,36	32,4	4T20+12T16	36,7
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	9,32	27,22	4T20+12T16	36,7
7 ^{eme}	50*50	10,79	22,5	4T20+12T16	36,7
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	11,07	18,22	4T20+12T16	36,7

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

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

- Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s= 250$ MPa

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70*70	- 3597,4	15,40	101,3	250	6,78	18	ok
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	- 3203,3	43,25	109,4	250	7,4	18	ok
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	- 2457,0	42,61	102,3	250	6,96	18	ok
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	- 1732,2	46,43	93,9	250	6,63	18	ok
7 ^{eme}	50*50	- 1024,9	49,82	80,6	250	5,97	18	ok
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	- 732,01	-26,18	65,6	250	4,85	18	ok

- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70*70	-1443,8	21,19	43,4	250	2,93	18	Ok
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	-1117,2	23,95	40,1	250	2,73	18	Ok
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	-765,08	25,55	35,2	250	2,43	18	Ok
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-421,57	25,97	28	250	1,99	18	Ok
7 ^{eme}	50*50	-253,88	24,07	24,2	250	1,77	18	Ok
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	-52,94	25,02	37,1	250	1,87	18	Ok

- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$:

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kN]	N^{corr} [kN.m]	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70*70	44,72	-3051,5	91,6	250	6,19	18	ok
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	- 73,17	-2408,5	91,1	250	6,24	18	ok
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	- 81,87	-1753,6	87,2	250	6,08	18	ok
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	- 85,49	-1114,0	80	250	5,74	18	ok
7 ^{eme}	50*50	- 75,66	-797,7	76,1	250	5,58	18	ok
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	86,84	-202,4	122,6	250	6,51	18	ok

V.2.6 Vérification de l’effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l’axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l’effort tranchant à l’état limite ultime par :

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 $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :

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

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

- Selon le RPA 99 version 2003 1] :

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

$$\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

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

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section [cm ²]	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	70*70	140,379	0,318	4,08	0,040	1,2	3	ok
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	201,351	0,529	3,47	0,040	1,2	3	ok
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	220,621	0,680	3,76	0,040	1,2	3	ok
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	-201,05	0,738	4,11	0,040	1,2	3	ok
7 ^{eme}	50*50	167,854	0,746	4,52	0,040	1,2	3	ok
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	157,093	0,861	5,02	0,075	2,25	3	ok

V.2.7 Ferraillage transversale des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99 [2] :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

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 le RPA99 version 2003 :

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : 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 III).

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

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 :

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

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=500$ MPa (FeE500).

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

Tableau V.15 : Espacements maximales des poteaux selon RPA99.

Niveaux	Section [cm ²]	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	70*70	4T20+16T16	20-16	10	20
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	4T20+16T16	20-16	10	20
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	4T20+12T16	20-16	10	20
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	4T20+12T16	20-16	10	20
7 ^{eme}	50*50	4T20+12T16	20-16	10	20
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	4T20+12T16	20-16	10	20

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

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	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)
RDC	70*70	2,856	4,08	3,75	140,379	N	10	1,50	6T10	4,71
						C	20	3	6T10	4,71
1 ^{er} , 2 ^{eme}	65*65	2,261	3,47	3,75	201,351	N	10	2,32	6T10	4,71
						C	20	4,64	6T10	4,71
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60*60	2,261	3,76	3,75	220,621	N	10	2,75	6T10	4,71
						C	20	4,51	6T10	4,71
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	55*55	2,261	4,11	3,75	201,05	N	10	2,74	6T10	4,71
						C	20	4,48	6T10	4,71
7 ^{eme}	50*50	2,261	4,52	3,75	167,854	N	10	2,51	6T10	4,71
						C	20	4,03	6T10	4,71
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	45*45	2,261	5,02	2,5	157,093	N	10	1,7	6T10	4,71
						C	20	3,49	6T10	4,71

V.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Øl en zone III.

Pour :

T20.....L_r=100cm.

T16.....L_r=80cm.

T14.....L_r=70 cm.

V.2.9 Ferraillage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l’infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d’armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

- B_r : Section réduite du poteau considéré (B_r=(a-2)(b-2)) cm²

- α : Coefficient dépendant de l'élanement.
- A_S : section d'acier minimale.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b=1.5$ situation durable ou transitoire.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.
-

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.
- B : Section du poteau ($B= a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de: $N_{u(RDC)}= 4936,42$ KN

- $G_{PL} = 6,43 \times 35,9 = 230,8$ kN.
- $G_{PP} = (3,575 + 2,755 - 0,3) \times 0,3 \times (0,55 - 0,25) \times 25 = 13,61$ kN.
- $G_{PS} = (2,85 + 2,905 - 0,3) \times 0,3 \times (0,45 - 0,25) \times 25 = 8,18$ kN.
- $G_{POT} = 0,7 \times 0,7 \times 4,08 \times 25 = 49,98$ kN.
- $G_{ESC} = 9,17 \times 0,645 = 5,91$ kN.
- $G_{TOT} = 308,48$ kN.
- Surcharge d'exploitation : $Q_{RDC} = 5 \times 35,9 + 0,645 \times 2,5 = 181,11$ kN.
- $N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 688,113$ kN.

Donc l'effort normal revenant au poteau de sous-sol :

- $N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 5624,533$ kN.

b. Calcul du ferrailage :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 20,20\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 4,08 \cdot 10^2}{20,20} = 14,14 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,14}{35} \right)^2} = 0,823$$

$$Br = (70 - 2)^2 = 4624.\text{cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{5624,533 \cdot 10^3}{0,823} - \frac{4624 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -79,15.\text{cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003

$$A_s = A_s^{\min} = 44,1 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ce poteau la même section d'armature de poteau du RDC

Donc : $A_s = 4T20 + 16T20 = 44,74 \text{ cm}^2.$

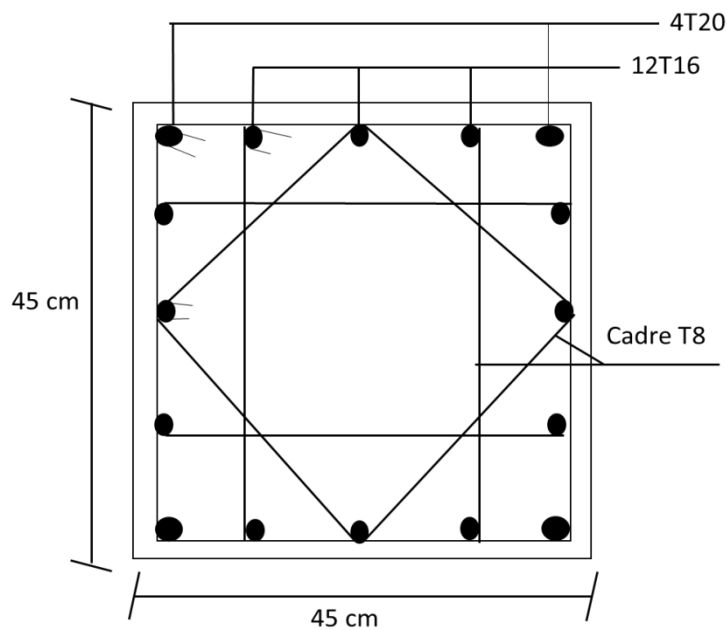


Figure V.1: schéma du ferrailage du Poteau 10^{ème}, 9^{ème} et 8^{ème} étage.

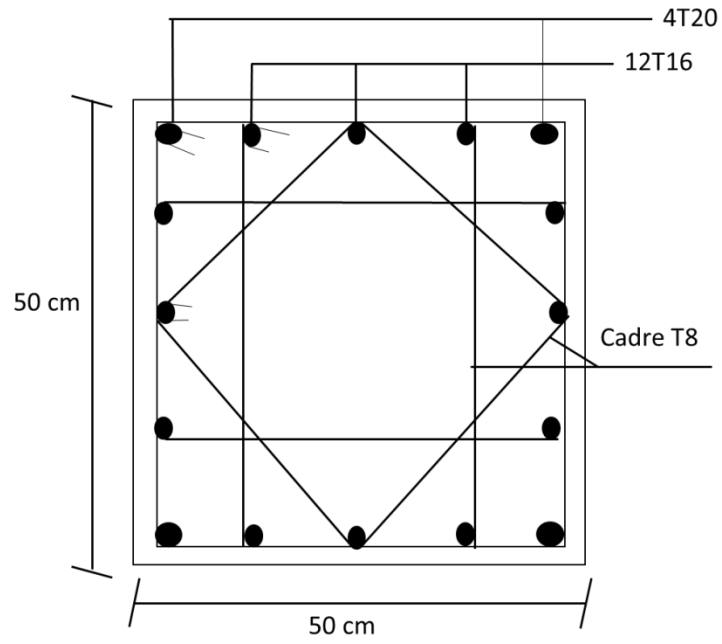


Figure V.2: schéma du ferraillage Poteau 7^{ème} étage.

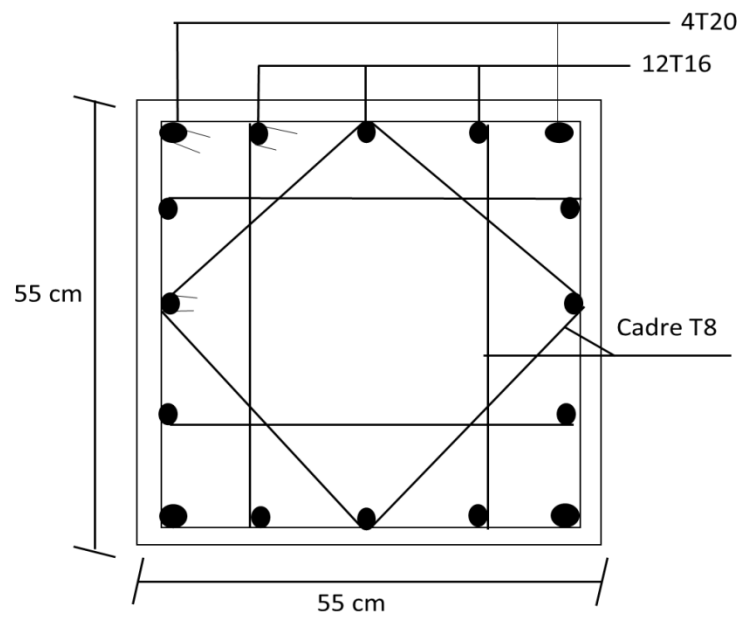


Figure V.3: schéma du ferraillage Poteau 6^{ème} et 5^{ème} étage.

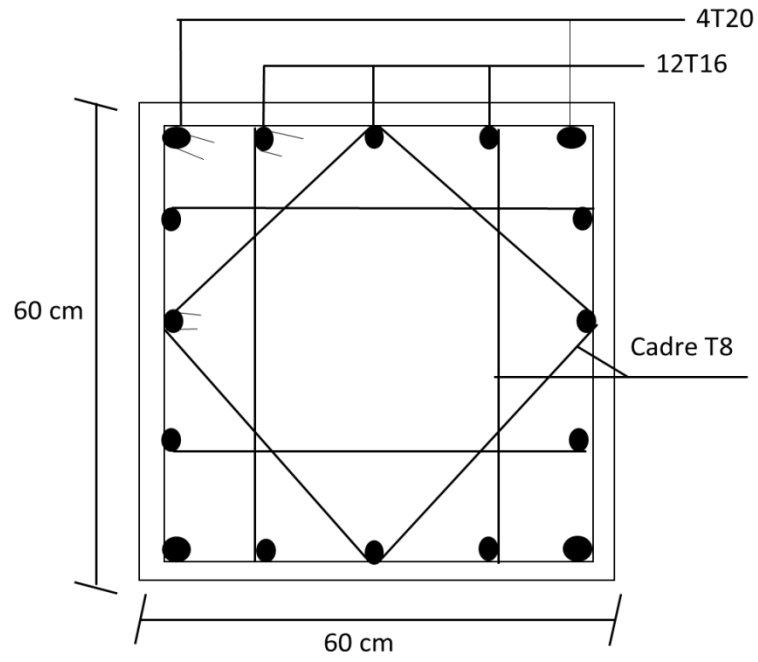


Figure V.4: schéma du ferrailage Poteau 4^{eme} et 3^{eme} étage.

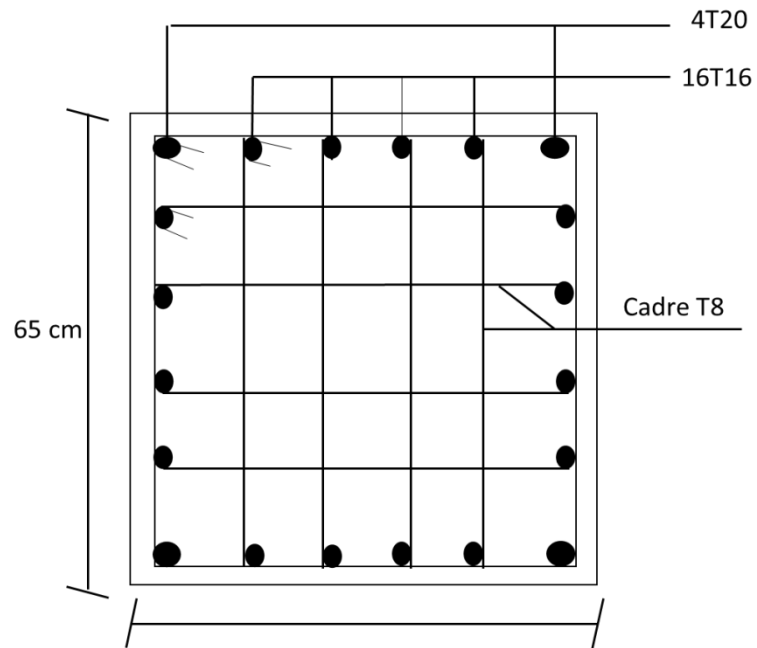


Figure V.5: schéma du ferrailage Poteau 2^{eme} et 1^{er} étage.

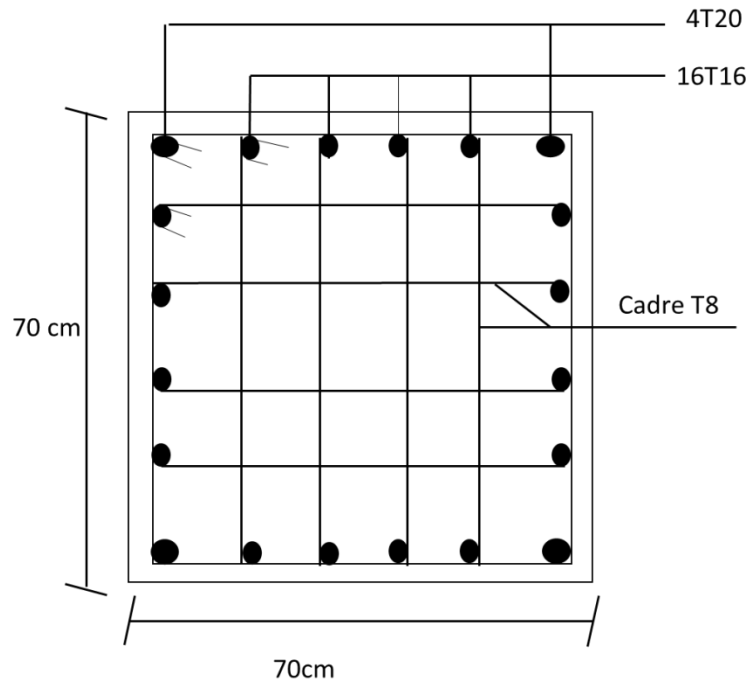


Figure V.6: schéma du ferrailage Poteau RDC et sous-sol.

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 [4]:

- Situation durable :
- ELU : $1,35G + 1,5Q$.
- ELS : $G + Q$.

b. Selon RPA 99[1] :

- Situation accidentelle :
- $G+Q+E$.
- $0,8G+E$.

V.3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 [1]:

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
3. La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
4. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
5. Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

a. Situation durable:

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 434,78$ MPa.

b. Situation accidentelle:

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22,17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.3. Calcul de ferrailage :

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

On a deux types de poutres

- Sens porteur (poutre principale 30×40 cm²).
- Sens non porteur (poutre secondaire 30×40 cm²).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a. Sens porteur :

- Situation durable : 1,35G+1,5Q.

Tableau V.17 : Ferraillage des poutres porteuses 30×55 (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M max (kN.m)	A _s (cm ²)	As' (cm ²)
Habitation	30*55	Travée	141,2369	7	0
		Appui	-197,0438	10,05	0
Terrasse	30*55	Travée	120,9612	5,93	0
		Appui	-124,665	6,12	0

- Situation accidentelle :
- G+Q+E.

Tableau V.18 : Ferraillage des poutres porteuses 30×55 (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	As' (cm ²)
Habitation	30*55	Travée	241,344	10,48	0
		Appui	-346,9974	15,64	0
Terrasse	30*55	Travée	112,9951	4,71	0
		Appui	-176,0535	7,49	0

- 0,8G+E.

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres porteuses 30*55 (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	As' (cm ²)
Habitation	30*55	Travée	255,349	11,14	0
		Appui	-309,764	13,78	0
Terrasse	30*55	Travée	115,5605	4,82	0
		Appui	-158,3375	6,69	0

b. Sens non porteur :

- Situation durable : 1,35G+1,5Q.

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×45 (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _S (cm ²)	As' (cm ²)
Habitation	30*45	Travée	46,2233	2,7	0
		Appui	-104,076	6,35	0
Terrasse	30*45	Travée	29,9009	1,73	0
		Appui	-66,8666	3,97	0

- Situation accidentelle :

- G+Q+E.

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×45 (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _S (cm ²)	As' (cm ²)
Habitation	30*45	Travée	216,5247	11,83	0
		Appui	-323,5868	18,87	0
Terrasse	30*45	Travée	65,1016	3,3	0
		Appui	-96,0712	4,94	0

- 0,8G+E.

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×45 (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _S (cm ²)	As' (cm ²)
Habitation	30*45	Travée	233,786	12,89	0
		Appui	-304,4095	17,52	0
Terrasse	30*45	Travée	59,0707	2,99	0
		Appui	-82,366	4,21	0

V.3.4. Choix d'armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.23 : Ferraillage des poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
Habitation	30*55	Travée	255,349	66	99	8,25	11,14	6T16	12,06
		appui	- 346,9974				15,64	6T16+3T14	16,68
Terrasse	30*55	Travée	120,9612	66	99	8,25	5,93	3T16+2T14	9,11
		appui	- 176,0535				7,49	3T16+2T14	9,11

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres non porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
Habitation	30*45	Travée	233,786	54	81	6,75	12,89	3T20+2T16	13,44
		appui	- 323,5868				18,87	3T20+3T16+3T14	20,07
Terrasse	30*45	Travée	65,1016	54	81	6,75	3,3	3T16	6,03
		appui	-96,0712				4,94	3T16	6,03

V.3.5. Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; F_c=500\text{MPa}.$$

Tableau V.25 : Vérification de la condition de non fragilité.

	Position	A_s^{\min} choix	A_s^{\min}	Verification
Poutre Principale (30*55)	Travée	6,03	1,63	Vérifiée
	Appui	9,11	1,63	Vérifiée
Poutre Secondaire (30*45)	Travée	6,03	1,34	Vérifiée
	Appui	6,03	1,34	Vérifiée

V.3.6.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

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

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

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

- Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{min}(\frac{1}{2} f_e ; \text{max}(200, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

- Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

a. Sens porteur (30*55) :

Tableau V.26 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.

Niveaux	Position	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Verification
Habitation	Travée	102,308 8	7,16	18	74	250	OK
	Appui	- 142,896 1	10,5		82,1		
Terrasse	Travée	88,6749	7,91	18	69	250	OK
	Appui	- 91,2344	7,65		64,5		

b. Sens non porteur (30*45) :

Tableau V.27 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Niveaux	Position	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Verification
Habitation	Travée	33,4304	2,85	18	30,2	250	OK
	Appui	-75,649	5,85		53,4		
Terrasse	Travée	21,7671	2,62	18	23,9	250	OK
	Appui	- 48,8548	5,88		53,7		

V.3.7.Vérification thermique :

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient : $\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\epsilon \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \dots\dots\dots(5)$$

- L : Variation de la longueur de l'élément.
- ΔT : Variation de la température (ΔT=20c°).
- α : Coefficient de dilatation thermique (α=10-5)
- L0: Longueur de la poutre.
- σ : Contrainte thermique.
- E : Module de Young (E=34179,55 MPa).

Donc : $\sigma = 34179,55 \times 10^{-5} \times 20 = 6,84 \text{ MPa}$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa} \end{cases}$$

Tableau V.28 : Vérification thermique des poutres à l'ELS.

Niveaux	Position	Mser (kN.m)	σ_b MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ	$\sigma_s + \sigma$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Verification
Poutre Porteuse	Travée	102,308 8	7,16	18	74	6,84	80,84	250	OK
	Appui	- 142,896 1	10,5		82,1	6,84	88,94		
Poutre non porteuse	Travée	33,4304	2,85	18	30,2	6,84	37,04	250	OK
	Appui	-66,0186	5,11		46,6	6,84	53,44		

V.3.8. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

- **Sens porteur (30*55) :**

Tableau.V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u ^{BAEL} (MPa)	Vérification
Habitation	30*55	237,7976	1,6	3	OK
Terrasse	30*55	-157,6936	1,06	3	OK

- **Sens non porteur (30*45) :**

Tableau V.30: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u ^{BAEL} (MPa)	Vérification
Habitation	30*45	-195,8033	1,61	3	OK
Terrasse	30*45	53,3801	0,43	3	OK

Selon le BAEL 91 modifié 99

$$St = \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm})$$

$$\frac{At}{bSt} \geq \frac{\tau_u - 0,3ft28K}{0,8fe} \quad (K=1 : \text{pas de reprise de bétonnage.})$$

$$\frac{At}{bSt} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$At = 0.003 \times St \times b$$

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\Theta \right) \text{ zone nodal}$$

$$St \leq h/2 \quad (\text{zone courante})$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \varphi_l ; \frac{h}{10} \right) = 1,57$$

$$\varphi_t = 8\text{mm.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales.

	Section (cm ²)	Tu max (kN)	τu (MPa)	BAEL 91	RPA99		St ^{adp} (cm)		At (cm ²)	Choix
				St (cm)	St(cm) (ZC)	St(cm) (ZN)	(ZC)	(ZN)		
Poutre pricipale	30*55	- 179,63	1,21	40	27,5 (ZC)	13,75 (ZN)	30	15	2,7	4T10
Poutre Secondaire	30*45	81,71	0,67	36,45	22,5 (ZC)	11,25 (ZN)	25	10	2,25	4T10

V.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III) : Longueur de recouvrement.

On a :

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

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

$\varnothing=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$

V.3.11 Arrêt de barres :

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

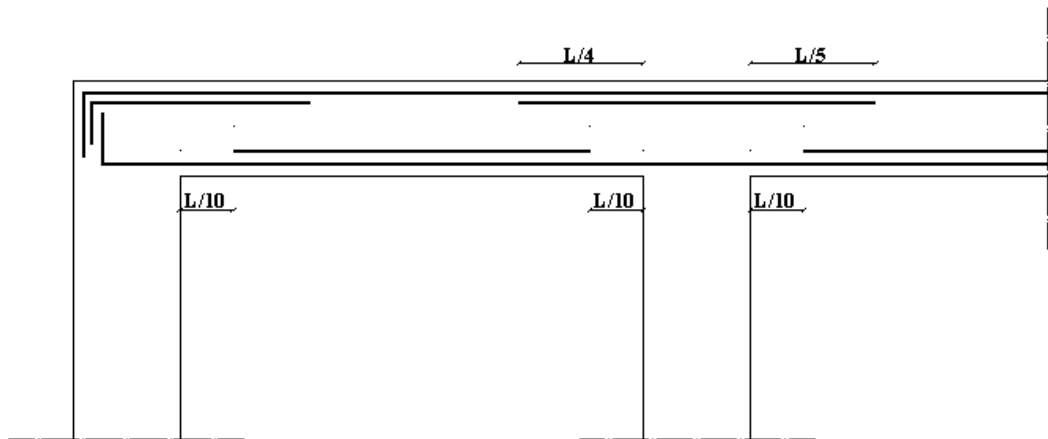


Figure.V.7 : arrêts des barres.

V.3.12 Vérification de la flèche :

Calcul de la flèche par le logiciel (SOCOTEC).

a. Poutre porteuse (30*55) (habitation) :

Tableau V.32 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre porteuse(habitation).

Moment dû aux charges permanentes totales	Mg = 81,5094 kN.m
Moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation	Mp = 102,3088 kN.m
Section d'armatures tendues	Ast = 12,06 cm ²
Section d'armatures comprimées	Asc = 6,03 cm ²

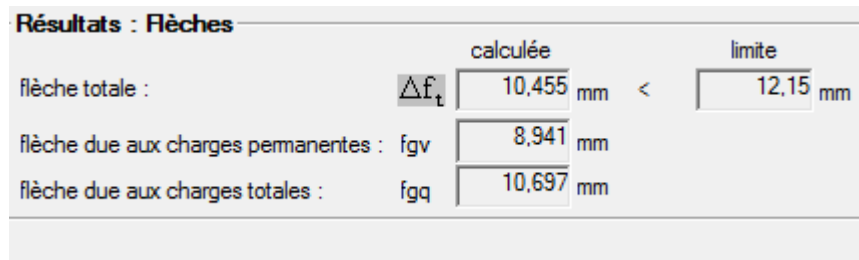


Figure V.8: résultats de flèches poutre porteuse (habitation).

b. Poutre non porteuse (30*40) (habitation) :

Tableau V.33 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre non porteuse(habitation).

Moment dû aux charges permanentes totales	Mg = 26,57 kN.m
Moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation	Mp = 33,4304 kN.m
Section d'armatures tendues	Ast = 13,44 cm ²
Section d'armatures comprimées	Asc = 9,42 cm ²

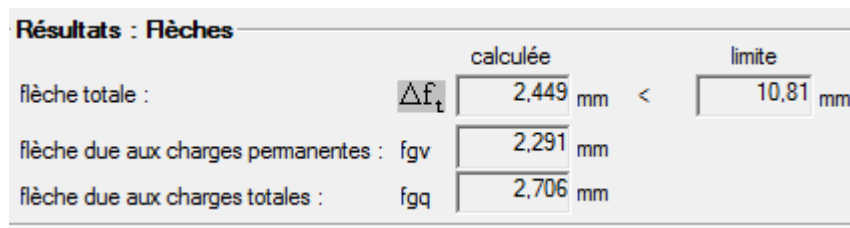


Figure V.9 : résultats de flèches poutre non porteuse (habitation).

c. Poutre porteuse (30*55) (terrasse) :

Tableau V.34 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre porteuse(terrasse).

Moment dû aux charges permanentes totales	Mg = 80,34 kN.m
Moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation	Mp = 88,67 kN.m
Section d'armatures tendues	Ast = 9,11 cm ²
Section d'armatures comprimées	Asc = 6,03 cm ²

Résultats : Flèches		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	10,686 mm	< 12,15 mm
flèche due aux charges permanentes :	fgv	10,056 mm	
flèche due aux charges totales :	fgq	10,937 mm	

Figure V.10: résultats de flèches poutre porteuse (terrasse).

d. Poutre non porteuse (30*45) (terrasse) :

e.

Tableau V.35 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre non porteuse(terrasse).

Moment dû aux charges permanentes totales	Mg = 18,33 kN.m
Moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation	Mp = 21,76 kN.m
Section d'armatures tendues	Ast = 6,03 cm ²
Section d'armatures comprimées	Asc = 6,03 cm ²

Résultats : Flèches		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	1,589 mm	< 10,81 mm
flèche due aux charges permanentes :	fgv	1,67 mm	
flèche due aux charges totales :	fgq	1,893 mm	

Figure V.11: résultats de flèches non poutre porteuse (terrasse).

V.3.13 Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposée partiellement a la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est de 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesure perpendiculairement à leur direction [3] :

Dans notre cas : h= 55cm.

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} * 0,55 = 1,65 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 2T12 = 2,26 cm².

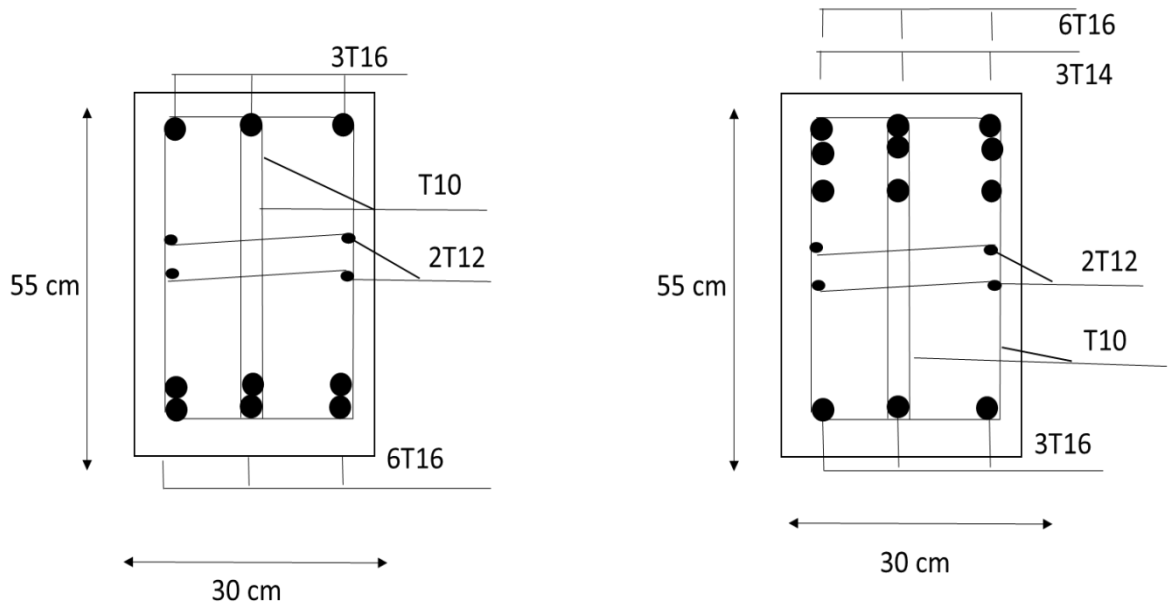


Figure V.12 : Schéma de ferraillage de poutre principale 30x55 (habitation).

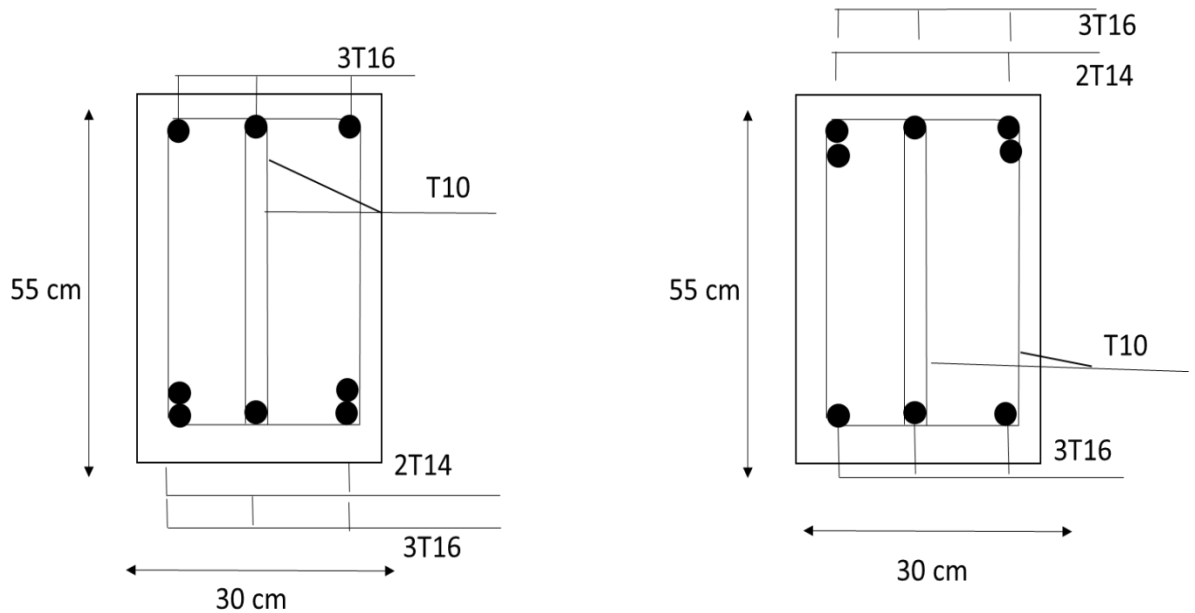


Figure V.13 : Schéma de ferraillage de poutre principale 30x55 (terrasse).

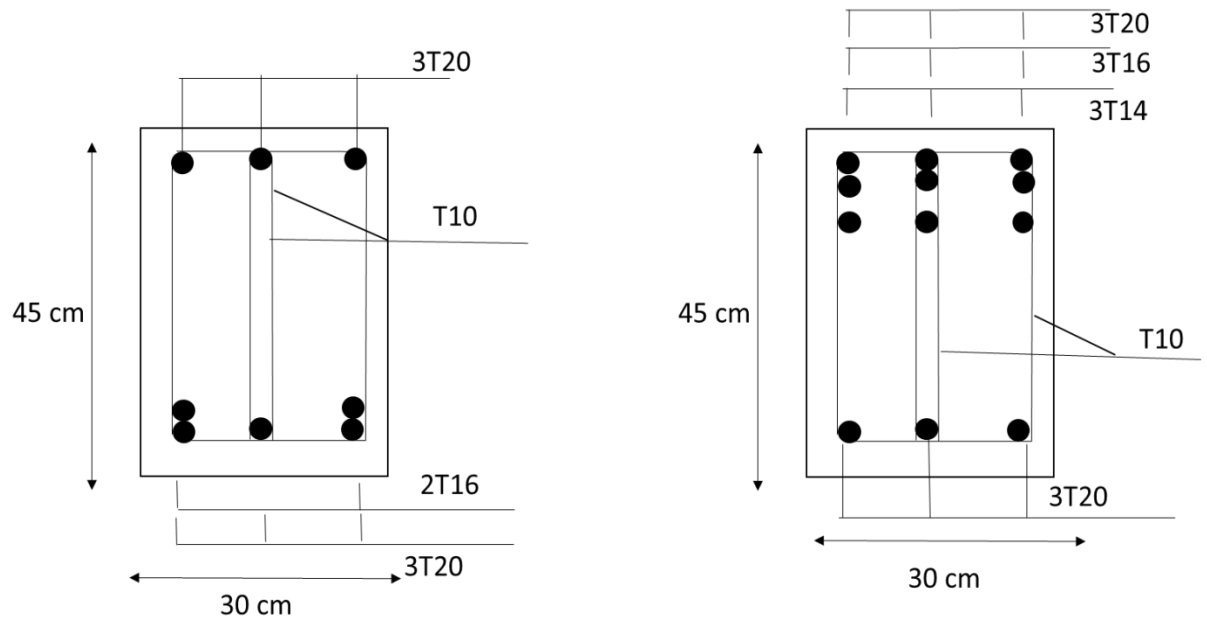


Figure V.14 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 30x45 (habitation).

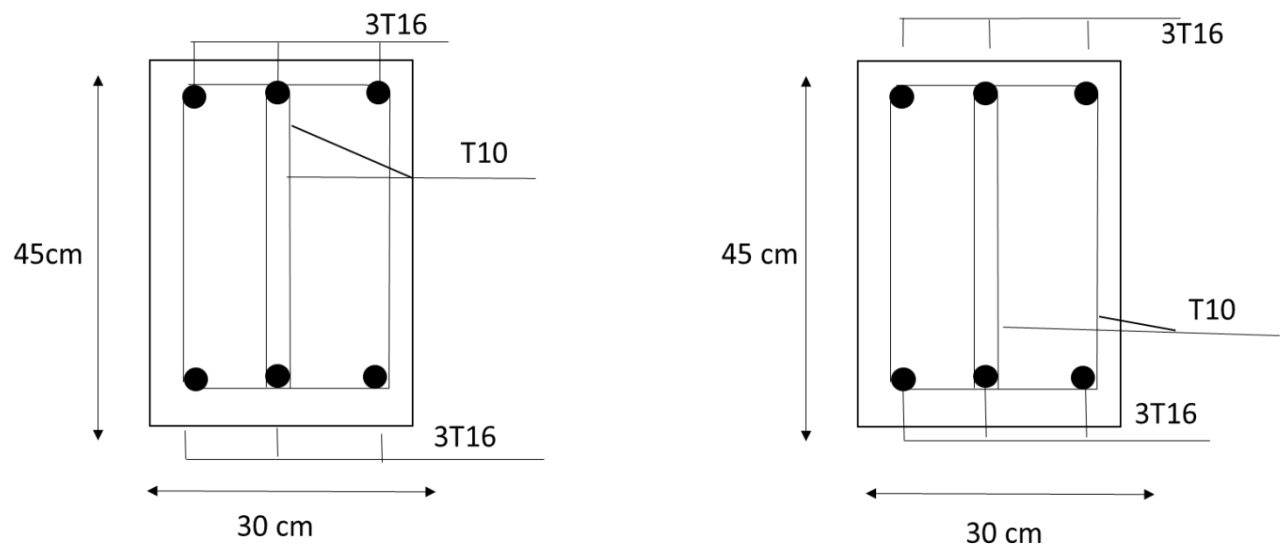


Figure V.15 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 30x45 (terrace).

V.4 Ferrailage des voiles :

V.4.1 Généralité :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs. On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

V.4.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

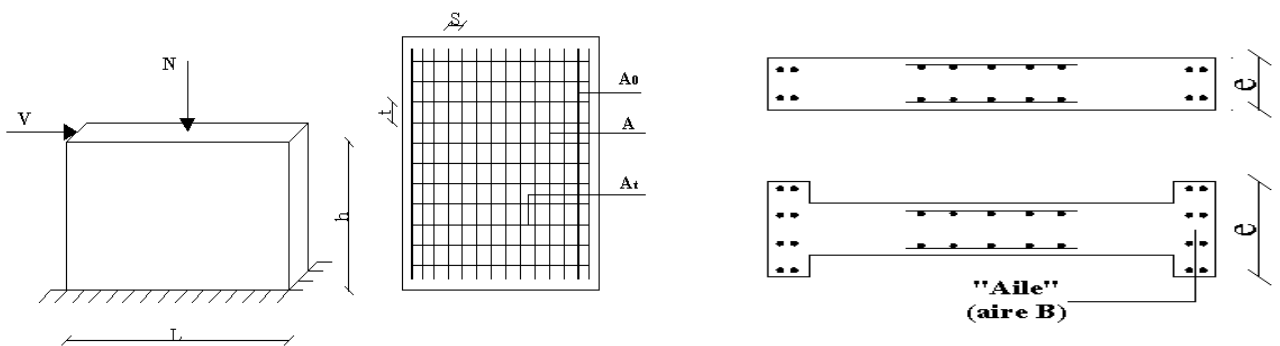


Figure V.16 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.4.3 Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

- **Principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**[1] ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

V.4.4 Justifications sous sollicitations normales :**a. Conditions d'application:**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs;
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection;
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

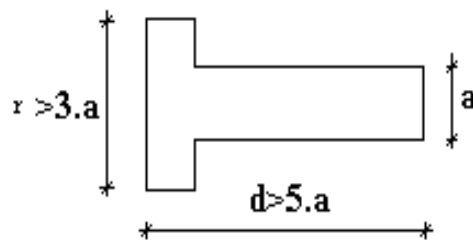


Figure V.17 : Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit;

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

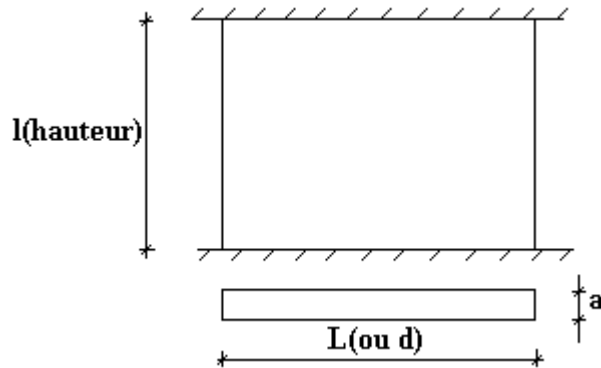


Figure V.18 murs non raidi latéralement .

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport (l_f/l) sont données par le tableau suivant :

Tableau.V.36 : Valeur de (l_f / l) cas d'un mur non raidi latéralement.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient : l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

f_{C28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota: les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir Formulaire du Béton Armé : Volume2; 'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur 1995.

Tableau .V.37: calcul de la contrainte limite $\sigma_{u\ lim}$.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	$d(a-0.02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{C28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{C28}}{0.9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = N_{u\ lim} / ad$	$\sigma_{bna} = N_{u\ lim} / ad$

- **Remarque :**

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

- d. **Niveaux de vérification :**

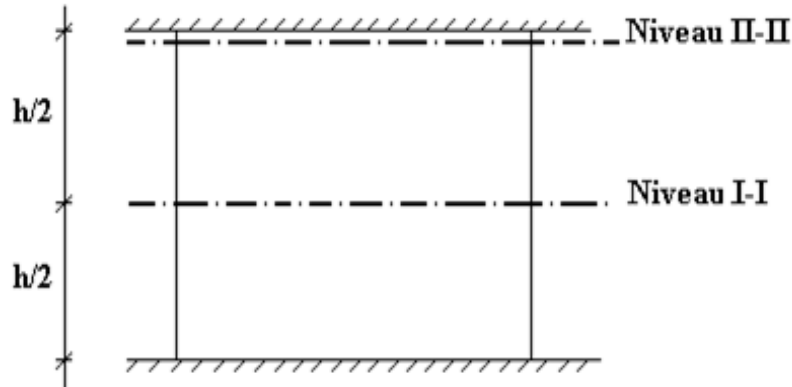


Figure V.19: Niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

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

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

- e. **Aciers minimaux :**

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée)

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre **a**.

- **Exemple de calcul (V1) :**

Soit le voile de longueur :

$$L = 5,7\text{m} \quad a = 0.2 \text{ m (épaisseurs)} \quad h_e = 4,08 \text{ m (hauteur)}$$

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 4,08 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,08 - 0.45 = 3,63 \text{ m}$ (0.45 m : hauteur de la poutre).

Tableau V.38 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3,63 \times 0,85 = 3,08$	$0,8 \times 3,63 = 2,9$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 53,34$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 50,22$
Coefficient α		0,398	0,416
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m^2	$(0,2 - 0,02)1 = 0,18$	$(0,2 - 0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,398 \left[\frac{0,18 \times 30}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,38 \text{MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,416}{1 \times 0,2} \left(\frac{0,18 \times 30}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 11,01 \text{MPa}$

• Remarque :

$\sigma_{ba} = 13.37 \text{ MPa}$ correspond à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,2) (0,80) \text{ m}^2$

$A_s = 1.6 \text{ cm}^2$

V.4.5 Procédure de ferraillage des trumeaux :

On utilise la méthode des forces (M, N) la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1.15} = 22,17 \text{ MPa.}$$

Avec :

- **N** : effort normal appliqué.
- **M** : moment fléchissant appliqué.
- **A** : section du voile.
- **V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- **I** : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- **1^{er} cas** : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA99 version 2003[1]** est :

$$A_{min} = 0,20.a.L.$$

- **2^{eme} cas** : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction

$A_v = f_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **RPA99 version 2003[1]**.

- Si : $A_v < A_{min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec A_v
- **3^{eme} cas**: Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue., d'où la section des armatures vertical.

a. Aciers Verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99 version 2003[1]**. Décrit ci-dessous :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Aciers Horizontaux :

- ✓ les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- ✓ La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être.

❖ Règles Communes (selon le RPA) :

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1.5 e$: épaisseur du voile

$$S \leq 30\text{cm}$$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Le diamètre Φ_t des épingles est : $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$
 $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

❖ **Combinaison :**

Selon le règlement parasismique Algérienne **RPA99 version 2003[1]** les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

- G + Q + E.
- 0.8G + E.

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferraillage se fait selon les recommandations du règlement **RPA99 version 2003[1]**.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (traction) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (compression) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

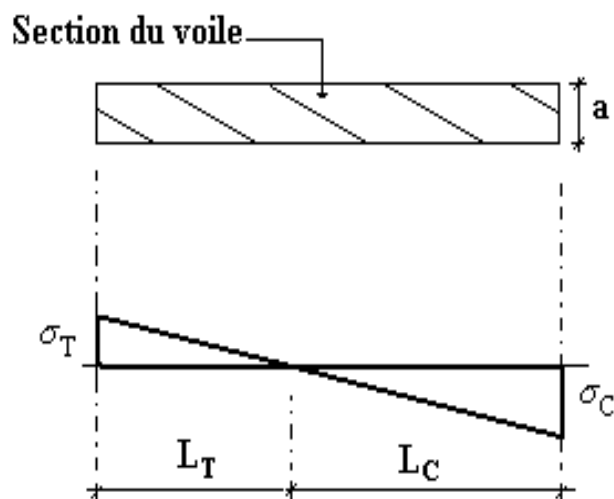


Figure V.20: Détail de diagramme des contraintes.

V.4.6 Ferrailage verticale :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min [h_e/2 ; (2/3).L'] \text{ Article 7.7.4 RPA99 version 2003[1].}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des forces.

Pour le ferrailage on a divisé la structure en cinq zones :

- Zone 1 : RDC-1^{ère}
- Zone 2 : 2^{ème}-3^{ème} étage.
- Zone 3 : 4^{ème} -5^{ème} étage.
- Zone 4 : 6^{ème} -7^{ème} étage.
- Zone 5 : 8^{ème} -9^{ème}

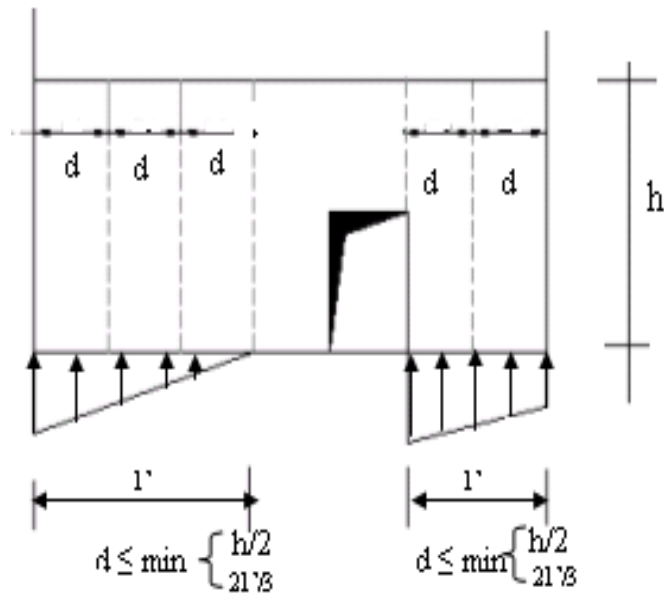


Figure V.21 : Schéma de voile.

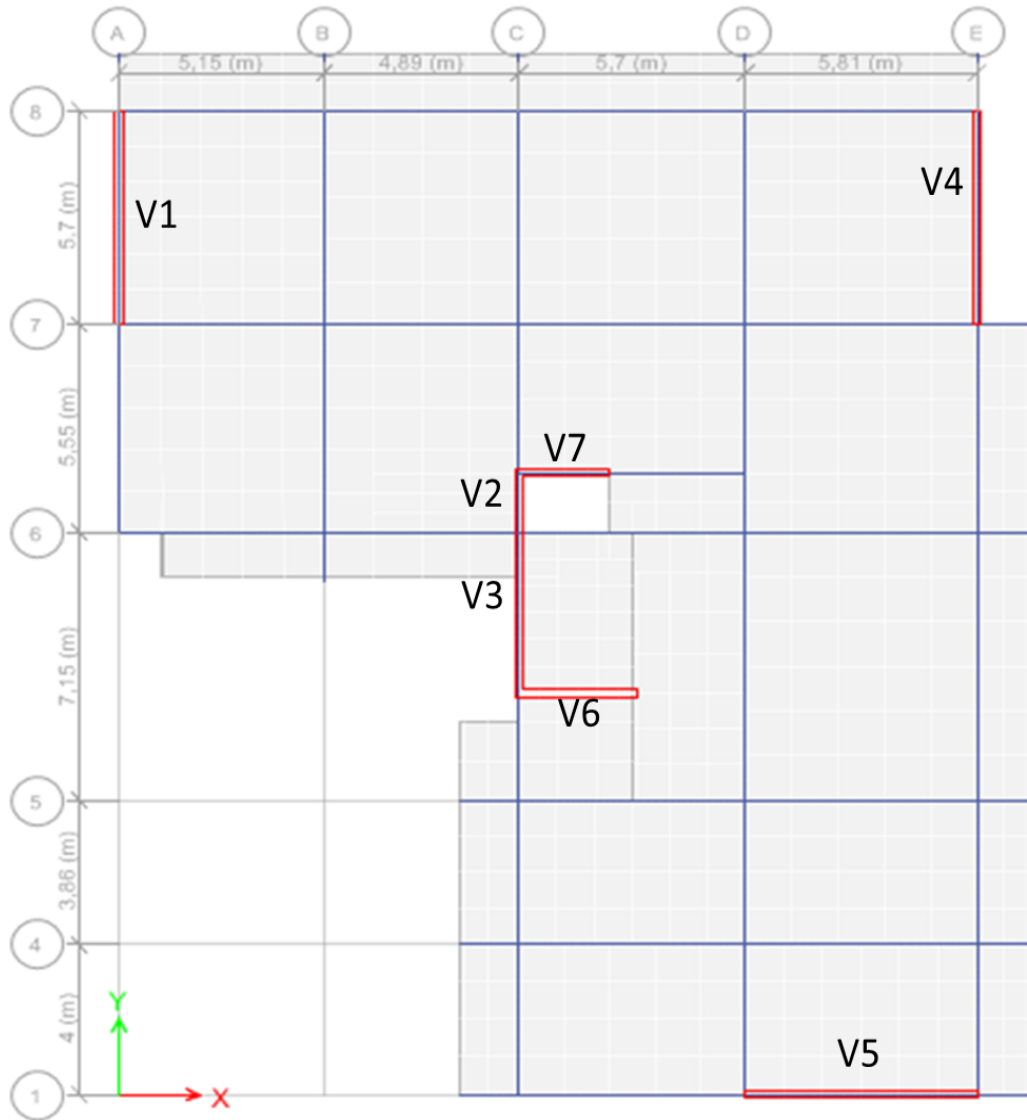


Figure V.22: Disposition des voiles dans la structure.

V.4.7 Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 (L=5,71m) en zone I :

Détermination des sollicitations sous les combinaisons accidentelles à partir du logiciel de calcul ETABS.

Voile	Zone	N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN]	N ^{corr} [kN.m]
V1	1	-3556,83	-9804,90	-1073,06	4716,93	10301,4685	-2012,49

$$S = 1,14 \text{ m}^2$$

$$I = (0,2 * 5,7^3) / 12 = 3,086 \text{ m}^4$$

$$V = L/2 = 2,85 \text{ m}$$

a. Armatures verticales :

> N^{max} ; M^{corr} :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = \frac{3556,83}{1,14} - \frac{9804,90 * 2,85}{3,086} = -5,93 \text{ MPa} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{3556,83}{1,14} + \frac{9804,90 * 2,85}{3,086} = 12,17 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\sigma' = \frac{\sigma_1 * (Lt - d)}{Lt}$$

Avec :

$$- Lt = \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_2 + \sigma_1|} * L = \frac{5,93}{5,93 + 12,17} * 5,7 = 1,86 \text{ m.}$$

$$- d = \min \left[\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} Lc \right] = \min \left[\frac{4,08 - 0,55}{2} = 1,765; \frac{2}{3} Lc = 2,56 \right] = 1,765 \text{ m.}$$

$$- \sigma' = \frac{\sigma_1 * (Lt - d)}{Lt} = -0,32 \text{ MPa.}$$

$$- \sigma_{moy} = \frac{|\sigma_1 + \sigma'|}{2} = 3,13 \text{ MPa.}$$

$$- Ft = \sigma_{moy} * e * d = 3,13 * 0,2 * 1,765 = 1104,90 \text{ kN.}$$

$$- At = \frac{Ft}{f_e} = \frac{1104,9}{500} * 10 = 22,09 \text{ cm}^2$$

$$- A_s^{RPA} = 0,2\% * e * Lt = 0,2\% * 0,2 * 1,86 = 7,47 \text{ cm}^2.$$

$$- A_s^{min} = 0,15\% * e * Lt = 0,15\% * 0,2 * 1,86 = 5,6 \text{ cm}^2.$$

$$- A_v = \text{Max} [At ; A_s^{RPA} ; A_s^{min}] = 22,09 \text{ cm}^2.$$

$$- A_{S/face/1ml} = \frac{A_v}{2 * d} = \frac{22,09}{2 * 1,86} = 6,26 \text{ cm}^2.$$

- Voile 1 :

Tableau V.39 ferraillage du voile V1 (N^{\min} ; M^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\min} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_s/\text{face}/1\text{ml}$ (cm ²)
1	0,2	5,7	2,23	4716,9312	-1073,067	14,58	8,93	6,70	3,26
2	0,2	5,7	1,87	2366,098	-848,1348	4,96	7,51	5,63	2
3	0,2	5,7	1,78	1578,482	-619,9876	3,06	7,14	5,35	2
4	0,2	5,7	1,61	747,4059	-340,6481	1,22	6,46	4,84	2
5	0,2	5,7	1,24	-194,928	-115,4461	0,22	4,98	3,73	2

Tableau V.40 : Le ferraillage du voile V1 (N^{\max} ; M^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\max} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_s/\text{face}/1\text{ml}$ (cm ²)
1	0,2	5,7	1,86	-9804,9027	-3556,8379	22,09	7,47	5,60	5,93
2	0,2	5,7	1,47	-5901,2492	-3002,4395	8,22	5,88	4,41	2,79
3	0,2	5,7	0,72	-2936,3293	-2304,2466	3,41	2,9	2,17	2,36
4	0,2	5,7	0,51	-1727,2259	-1488,7088	2	2,06	1,45	2,01
5	0,2	5,7	0,82	-801,6873	-598,7777	0,93	3,31	2,48	2,01

Tableau V.41: Le ferraillage du voile V1 (M^{\max} ; N^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_s/\text{face}/1\text{ml}$ (cm ²)
1	0,2	5,7	2,32	10301,4685	-2012,4914	33,89	9,28	6,96	7,3
2	0,2	5,7	2,14	6284,9738	-1643,3646	16,06	8,56	6,42	3,75
3	0,2	5,7	1,74	3152,6052	-1292,0043	5,86	6,96	5,22	2
4	0,2	5,7	1,47	1756,4035	-892,7165	2,45	5,89	4,42	2
5	0,2	5,7	1,56	-1347,976	-595,0234	2,3	6,61	4,96	2,11

- Voile 2:

Tableau V.42: Le ferraillage du voile V2 (N^{\min} ; M^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\min} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	1,7	0,76	235,15	-85,93	3,23	3,05	2,85	2,12
2	0,2	1,7	0,84	193,67	-6,9	3,01	3,36	2,52	2
3	0,2	1,7	0,84	260,86	-6,9	4,06	3,37	2,53	2,41
4	0,2	1,7	0,78	97,41	-25,56	1,39	3,15	2,36	2,01
5	0,2	1,7	0,84	176,45	-4,10	2,75	3,37	2,53	2

Tableau V.43: Le ferraillage du voile V2(N^{\max} ; M^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\max} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	1,7	0,31	-504,43	2837,2	16,69	1,26	0,95	26,91
2	0,2	1,7	0,29	-357,84	-1922,7	11,72	1,16	0,87	20,20
3	0,2	1,7	0,24	-255,7	-1260,6	8,24	0,96	0,72	17,07
4	0,2	1,7	0,16	-237,87	-681,87	6,12	0,63	0,47	19,125
5	0,2	1,7	0,83	-571,62	23,99	8,85	3,35	2,51	5,33

Tableau V.44: Le ferraillage des voiles V2 (M^{\max} ; N^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	1,7	0,5	612,98	-871,14	9,45	2,03	1,52	9,45
2	0,2	1,7	0,7	380,54	-231,73	4,58	2,81	2,11	3,27
3	0,2	1,7	0,12	-256,6	-1260,6	9,64	0,49	0,37	17,28
4	0,2	1,7	0,65	250,52	-201,44	2,96	2,62	1,96	2,27
5	0,2	1,7	0,74	215,29	-92,57	2,87	2,98	2,23	2,01

- Voile 3 :

Tableau V.45: Le ferraillage du voile V3 (N^{\min} ; M^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\min} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	4,3	2,16	3837,0721	41,816	23,97	8,66	6,5	5,54
2	0,2	4,3	2,12	295,0973	-3,8612	1,74	8,51	6,38	2
3	0,2	4,3	1,31	547,6907	-297,2074	1,48	5,25	3,94	2
4	0,2	4,3	1,52	161,0464	-65,7736	0,55	6,08	4,56	2
5	0,2	4,3	2,19	559,2343	16,3015	3,44	8,77	6,58	2

Tableau V.46 : Le ferraillage du voile V3 (N^{\max} ; M^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\max} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	4,3	1,48	-1460,3303	-6625,547	22,3	5,95	4,46	7,53
2	0,2	4,3	1,58	-775,3809	-4131,7007	10,98	6,34	4,76	3,47
3	0,2	4,3	1,55	-534,1036	-2713,4359	6,99	6,23	4,67	2,25
4	0,2	4,3	1,59	-338,2335	-1841,2967	4,95	6,39	4,79	2
5	0,2	4,3	1,63	-192,1479	-1114,8323	3,11	6,53	4,89	2

Tableau V.47 : Le ferraillage du voile V3 (M^{\max} ; N^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	4,3	0,5	-4850,3277	-5174,08	22,8	2,02	1,51	22,8
2	0,2	4,3	2,05	3184,9646	-196,2979	17,84	8,22	6,16	4,35
3	0,2	4,3	1,38	2094,7723	-1044,4384	6,03	5,52	4,14	2,18
4	0,2	4,3	0,33	-960,66	-1584,8383	3,07	1,32	1	4,64
5	0,2	4,3	1,94	758,0046	-98,4567	3,92	7,79	5,84	2

- Voile V4 :

Tableau V.48: Le ferrailage du voile V4 (N^{\min} ; M^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\min} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	5,7	1,72	4297,03	-1795,83	8,67	6,87	5,15	2,52
2	0,2	5,7	1,001	2081,08	-1421,4	2,42	4,002	3,002	2
3	0,2	5,7	1,1	1561,93	-1007,8	1,82	4,41	3,31	2
4	0,2	5,7	1,38	243,98	-499,52	0,5	5,53	4,15	2
5	0,2	5,7	0,24	-179,09	-172,82	0,21	0,94	0,71	1,95

Tableau V.49: Le ferrailage du voile V4 (N^{\max} ; M^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\max} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	5,7	1,72	-10186,3	-4216,63	20,56	6,91	5,18	5,97
2	0,2	5,7	1,03	-5879,82	-3951,8	6,84	4,12	3,09	3,32
3	0,2	5,7	0,22	-2859,83	-2769,5	3,32	0,91	0,68	7,34
4	0,2	5,7	0,52	-2156,61	-1849,6	2,51	2,11	1,58	2,41
5	0,2	5,7	0,042	-773,63	-802,32	0,9	0,17	0,13	10,71

Tableau V.50: Le ferrailage des voiles V4 (M^{\max} ; N^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	5,7	2,03	-13544,7	-4062,88	35,79	8,15	6,11	8,81
2	0,2	5,7	1,76	-8759,46	-3498,7	16,71	7,07	5,3	4,74
3	0,2	5,7	1,38	-5076,96	-2748,8	6,29	5,53	4,15	2,27
4	0,2	5,7	0,52	-2156,61	-1849,6	2,51	2,11	1,58	2,41
5	0,2	5,7	1,71	-1699,02	-715,63	3,06	6,83	5,13	2

- Voile 5 :

Tableau V.51 : Le ferraillage du voile V5 (N^{\min} ; M^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\min} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	5,81	2,33	5102,951	-1042,87	15,59	9,32	6,99	3,34
2	0,2	5,81	2,16	3071,448	-810,70	8,76	8,65	7,51	2,02
3	0,2	5,81	2,38	1299,534	-569,0577	2,13	9,53	7,15	2
4	0,2	5,81	0,98	413,917	-283,1582	0,45	3,92	2,94	2
5	0,2	5,81	1,37	167,341	-90,9739	0,19	5,5	4,12	2

Tableau V.52 : Le ferraillage du voile V5 (N^{\max} ; M^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\max} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	5,81	1,74	-7694,6688	-3166,2542	14,66	6,98	5,24	4,21
2	0,2	5,81	1,51	-5419,0137	-2685,172	7,47	6,04	4,53	2,47
3	0,2	5,81	1,19	-3358,3834	-2046,9129	3,68	4,76	3,57	2
4	0,2	5,81	0,48	-1492,3291	-1283,5059	1,63	1,94	1,45	2,02
5	0,2	5,81	1,52	-901,4583	-443,4244	1,25	6,08	4,56	2

Tableau V.53 : Le ferraillage du voile V5 (M^{\max} ; N^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm ²)
1	0,2	5,81	2,43	11896,3663	-1991,3372	39,86	9,73	7,3	8,2
2	0,2	5,81	2,31	7809,9277	-1628,0148	21,11	9,27	6,95	4,56
3	0,2	5,81	2,07	4258,1042	-1252,1798	9,82	8,31	6,23	2,37
4	0,2	5,81	1,82	2132,0236	-819,2406	4,03	7,29	5,47	2
5	0,2	5,81	2,21	1274,994	-310,7166	3,23	8,87	6,65	2

- Voile V6 :

Tableau V.54: Le ferraillage du voile V6 (N^{\min} ; M^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L _T (m)	M ^{corr} (kN.m)	N ^{min} (kN)	As (cm ²)	As ^{RPA} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As/face/1ml (cm ²)
1	0,2	3,1	1,84	1235,43	-105,79	10,11	5,92	4,44	2,74
2	0,2	3,1	1,52	860,69	37,36	7,23	6,06	4,54	2,37
3	0,2	3,1	1,33	168,94	-45,32	1,19	5,34	4,01	2
4	0,2	3,1	1,55	664,61	-1,24	5,71	6,2	4,65	2
5	0,2	3,1	1,52	229,45	-5,87	1,94	6,12	4,58	2,01

Tableau V.55: Le ferraillage du voile V6 (N^{\max} ; M^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L _T (m)	M ^{corr} (kN.m)	N ^{max} (kN)	As (cm ²)	As ^{RPA} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As/face/1ml (cm ²)
1	0,2	3,1	1,18	-750,49	-6164,22	20,91	4,73	3,55	8,86
2	0,2	3,1	1,38	-328,93	-4379,12	15,81	5,29	3,97	5,72
3	0,2	3,1	1,28	-257,53	-2856,7	9,7	5,12	3,83	3,78
4	0,2	3,1	1,22	-173,9	-1594,1	5,19	4,89	3,66	2,12
5	0,2	3,1	1,14	-923,49	-462,69	6,29	4,59	3,44	2,75

Tableau V.56: Le ferraillage des voiles V6 (M^{\max} ; N^{corr})

Zone	e (m)	L (m)	L _T (m)	M ^{max} (kN.m)	N ^{corr} (kN)	As (cm ²)	As ^{RPA} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As/face/1ml (cm ²)
1	0,2	3,1	1,31	-4492,31	-1321,45	30,98	5,25	3,94	11,82
2	0,2	3,1	0,64	-966,77	-3199,73	9,28	2,57	1,93	9,28
3	0,2	3,1	0,29	-860,66	-2050,5	7,66	1,16	0,87	13,2
4	0,2	3,1	1,28	719,13	-236,64	4,77	5,14	3,85	2
5	0,2	3,1	1,37	766,42	-153,96	5,35	5,51	4,13	2,01

- Voile 7 :

Tableau V.57 : Le ferraillage du voile V7 (N^{\min} ; M^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\min} (kN)	As (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	As/face/1ml (cm ²)
1	0,2	2,3	1,17	412,6413	26,0619	4,89	4,71	3,53	2,08
2	0,2	2,3	1,15	1198,919	13,2952	13,95	4,61	3,46	6,06
3	0,2	2,3	1,13	88,0621	-2,0829	1,01	4,55	3,41	2,01
4	0,2	2,3	1,17	114,4684	6,9916	1,35	4,7	3,53	2
5	0,2	2,3	1,08	94,1592	-13,3239	1,02	4,35	3,26	2,01

Tableau V.58 : Le ferraillage du voile V7 (N^{\max} ; M^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{corr} (kN.m)	N^{\max} (kN)	As (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	As/face/1ml (cm ²)
1	0,2	2,3	1,01	-242,1525	-5367,2905	20,38	4,05	3,04	10,08
2	0,2	2,3	1,13	-143,1397	-3775,1338	43,11	4,53	3,39	19,07
3	0,2	2,3	1	-122,6917	-2467,9782	9,17	4,00	3,00	4,58
4	0,2	2,3	0,97	-78,5873	-1370,5162	4,9	3,91	2,93	2,52
5	0,2	2,3	0,6	-842,6238	-1045,4434	10,63	2,41	1,08	8,85

Tableau V.59 : Le ferraillage du voile V7 (M^{\max} ; N^{corr}).

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	As (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	As/face/1ml (cm ²)
1	0,2	2,3	1,37	3049,5474	1573,4206	39,58	5,5	4,13	14,44
2	0,2	2,3	1,15	1198,919	13,2952	13,95	4,61	3,46	6,06
3	0,2	2,3	0,93	726,1207	-354,8666	6,25	3,73	2,8	3,36
4	0,2	2,3	1,11	624,3479	-51,6826	6,99	4,45	3,34	3,14
5	0,2	2,3	1,21	893,5861	136,3657	10,89	4,86	3,65	4,5

- Voile 1:
Espacement :
- ❖ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)=30\text{cm}$.
Soit : $St = 15\text{cm}$.
- ❖ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5\text{cm}$
on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.60: Le choix de ferraillage du voile V1

Zone	As^{RPA} (cm^2)	As^{\min} (cm^2)	$As_{\text{face}/1\text{ml}}$ (cm^2)	Choix des armatures	As adopté (cm^2)
1	9,28	6,96	7,3	2*(5T14)	15,39
2	8,56	6,42	3,75	2*(5T12)	11,3
3	2,17	2,9	2,36	2*(5T12)	11,3
4	2,06	1,45	2,01	2*(5T12)	11,3
5	6,61	4,96	2,11	2*(5T12)	11,3

- Voile 2:
Espacement :
- ❖ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)=30\text{cm}$.
Soit : $St = 15\text{cm}$.
- ❖ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5\text{cm}$
on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.61 : Le choix de ferraillage du voile V2

Zone	As^{RPA} (cm^2)	As^{\min} (cm^2)	$As_{\text{face}/1\text{ml}}$ (cm^2)	Choix des armatures	As adopté (cm^2)
1	1,26	0,95	26,91	2*(3T25+4T20)	54,6
2	1,16	0,87	20,20	2*(4T20+4T16)	41,22
3	0,96	0,72	17,07	2*(4T20+4T16)	41,22
4	0,63	0,47	19,125	2*(4T20+4T16)	41,22
5	3,35	2,51	5,33	2*(4T16)	16,08

- Voile 3:
Espacelement :
- ❖ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)=30\text{cm}$.
Soit : $St = 15\text{cm}$.
- ❖ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5\text{cm}$
on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.62 : Le choix de ferrailage du voile V3.

Zone	As^{RPA} (cm^2)	As^{\min} (cm^2)	$As_{\text{face}/1\text{ml}}$ (cm^2)	Choix des armatures	As adopté (cm^2)
1	2,02	1,51	22,8	2*(6T20+2T16)	45,74
2	8,22	6,16	4,35	2*(6T16)	24,21
3	6,23	4,67	2,25	2*(6T16)	24,21
4	1,32	1	4,64	2*(6T16)	24,21
5	8,77	6,58	2	2*(6T16)	24,21

- Voile 4:
Espacelement :
- ❖ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)=30\text{cm}$.
Soit : $St = 15\text{cm}$.
- ❖ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5\text{cm}$
on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.63 : Le choix de ferrailage du voile V4

Zone	As^{RPA} (cm^2)	As^{\min} (cm^2)	$As_{\text{face}/1\text{ml}}$ (cm^2)	Choix des armatures	As adopté (cm^2)
1	8,15	6,11	8,81	2*(6T16)	24,12
2	7,07	5,3	4,74	2*(6T16)	24,12
3	0,91	0,68	7,34	2*(6T16)	24,12
4	2,11	1,58	2,41	2*(6T16)	24,12
5	0,17	0,13	10,71	2*(6T16)	24,12

- Voile 5:
Espacement :
- ❖ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)=30\text{cm}$.
Soit : $St = 15\text{cm}$.
- ❖ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5\text{cm}$
on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.64 : Le choix de ferraillage du voile V5

Zone	As^{RPA} (cm^2)	As^{\min} (cm^2)	$As_{\text{face}/1\text{ml}}$ (cm^2)	Choix des armatures	As adopté (cm^2)
1	9,73	7,3	8,2	2*(5T16)	20,1
2	9,27	6,95	4,56	2*(5T14)	15,4
3	8,31	6,23	2,37	2*(5T12)	11,3
4	1,94	1,45	2,02	2*(5T12)	11,3
5	8,87	6,65	2	2*(5T12)	11,3

- Voile 6:
Espacement :
- ❖ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)=30\text{cm}$.
Soit : $St = 15\text{cm}$.
- ❖ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5\text{cm}$
on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.65: Le choix de ferraillage du voile V6

Zone	As^{RPA} (cm^2)	As^{\min} (cm^2)	$As_{\text{face}/1\text{ml}}$ (cm^2)	Choix des armatures	As adopté (cm^2)
1	5,25	3,94	11,82	2*(7T16)	28,14
2	2,57	1,93	9,28	2*(7T16)	28,14
3	1,16	0,87	13,2	2*(7T16)	28,14
4	4,89	3,66	2,12	2*(3T14)	9,24
5	4,59	3,44	2,75	2*(3T14)	9,24

- Voile 7:
Espacement :
- ❖ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)=30\text{cm}$.
Soit : $St = 15\text{cm}$.
- ❖ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5\text{cm}$
on prend $Sta = 10\text{ cm}$.

Tableau V.66 : Le choix de ferrailage du voile V7

Zone	A_s^{RPA} (cm^2)	A_s^{\min} (cm^2)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm^2)	Choix des armatures	As adopté (cm^2)
1	5,5	4,13	14,44	2*(4T20+4T16)	41,22
2	4,53	3,39	19,07	2*(4T20+4T16)	41,22
3	4,00	3,00	4,58	2*(5T14)	15,4
4	4,45	3,34	3,14	2*(5T14)	15,4
5	4,86	3,65	4,5	2*(5T14)	15,4

V.4.8 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort Tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{\max}/b_0 \cdot d$

Avec :

V_{\max} : l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$. L'article 7.7.2 RPA 99version2003

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \leq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj} K)}{0,9 \cdot f_e} \quad \text{C. B. A93 Art A. 5.1.2.3 [4]}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k = 0$.

D'autre part le RPA 99version2003 [1] prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- 0,10 % : dans les sections courantes.

c. Exemple d'application :

- Voiles V1 :

$$V_{\max} = 2232,7314 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,4 V_{\max}/b_0 d$$

$$\tau_u = (1,4 \times 2232,7314) / (0,2 \times 0,9 \times 3,53) = 4,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2f_{c28} = 6 \text{ MPa} > 4,91 \text{ MPa} \quad \square \text{ vérifiée.}$$

- Pas de reprise de bétonnage $\square \alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} < \frac{\tau_u}{0,9f_e}$$

$$S_t \leq \min (1,5a ; 30\text{cm}) \text{ (Art7.7.4.3 RPA99) [1].}$$

Soit :

$$S_t = 20\text{cm.}$$

$$A_t \geq (4,91 \times 0,2 \times 0,2) / (0,9 \times 500) \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 4,37 \text{ cm}^2$$

$A_{t\min}(RPA) = 0,15\% \times b_0 \times L_t = 6,96\text{cm}^2$ (pour les deux faces)

Choix des barres :

$A_t = 6\ T10 = 4,71\ \text{cm}^2$.

❖ Remarque :

Pour les résultants des ferrailages horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V. 67: Résultat de ferrailage horizontal.

Voile	L (m)	L_t (m)	V_{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs	A_t (cm^2)	A_t^{\min} (cm^2)	A_t^{adopt} (cm^2)	S_t (cm)	Choix
V1	5,7	2,32	2232,7314	4,91	6	ok	4,37	6,96	7,85	20	10T10
V2	1,7	0,31	-561,136	1,23	6	ok	1,09	0,93	7,85	20	10T10
V3	4,3	2,16	1732,2641	3,81	6	ok	3,39	6,39	7,85	20	10T10
V4	5,7	2,03	-2479,498	5,46	6	ok	4,85	6,09	11	20	14T10
V5	5,81	2,43	2318,6064	5,1	6	ok	4,54	7,29	7,85	20	10T10
V6	3,1	1,31	-986,0545	2,17	6	ok	1,93	3,93	7,85	20	10T10
V7	2,3	1,37	821,8552	1,81	6	ok	1,6	4,11	7,85	20	10T10

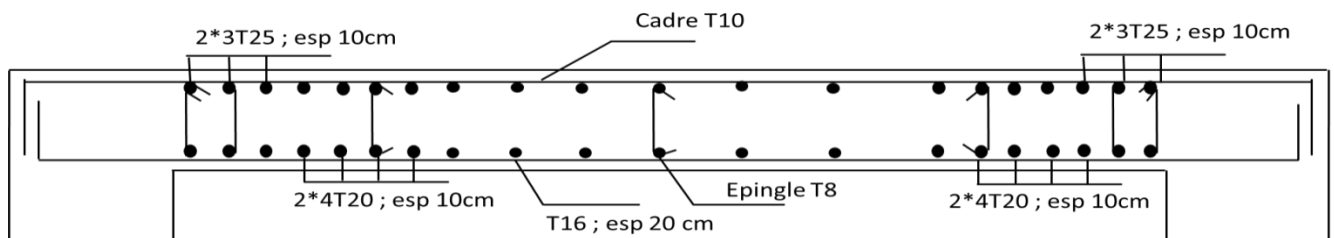


Figure V.23 : schéma du ferrailage du voile V2 (zone 1).

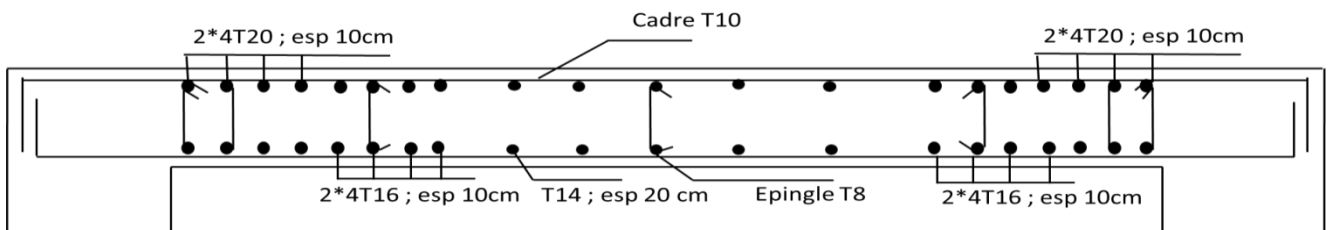


Figure.V.24 : schéma du ferrailage du voile V2 (zone 2,3) ; V7 (zone 1,2).

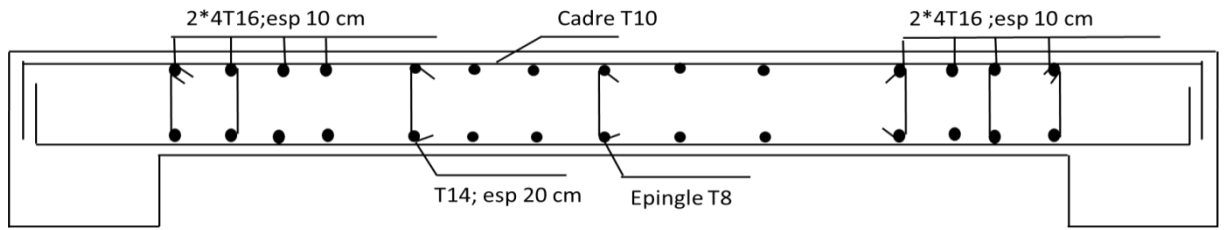


Figure.V.25 : schéma du ferrailage du voile V2 (zone 5).

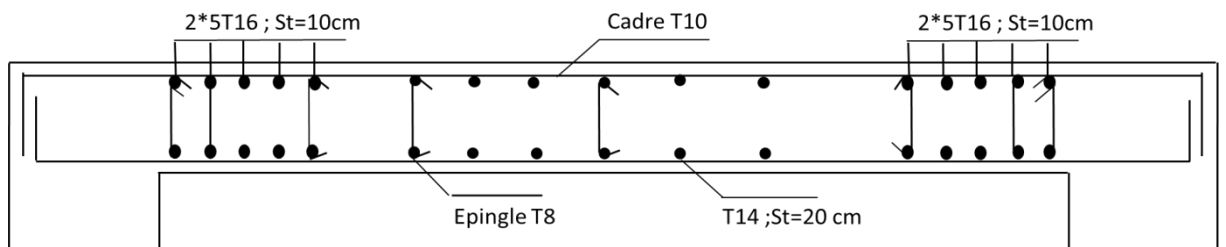


Figure.V.26 : schéma du ferrailage du voile V5 (zone 1).

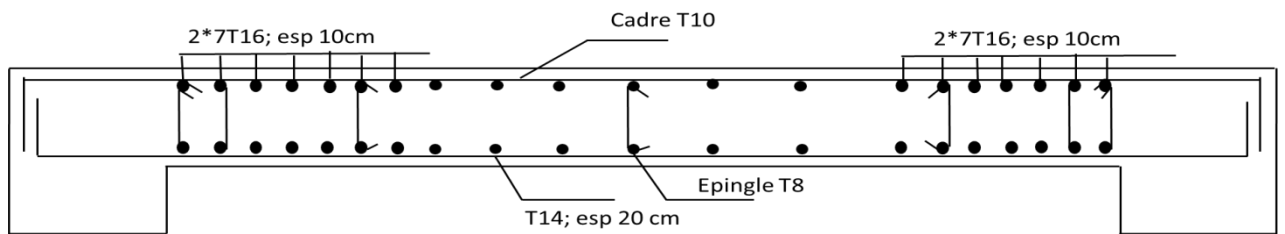


Figure.V.27 : schéma du ferrailage du voile V6 (zone 1, 2,3).

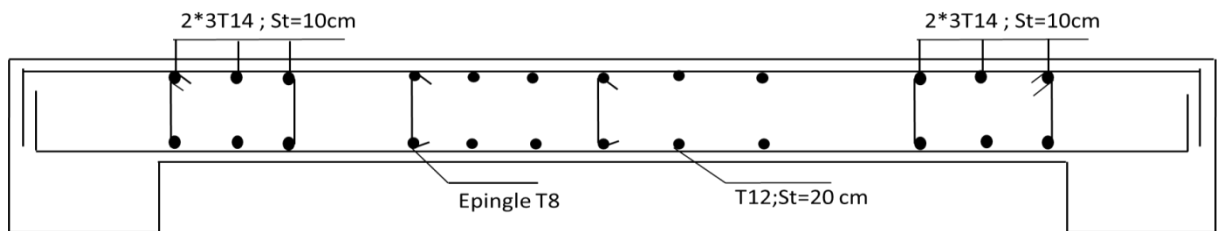


Figure.V.28 : schéma du ferrailage du voile V6 (zone 4,5).

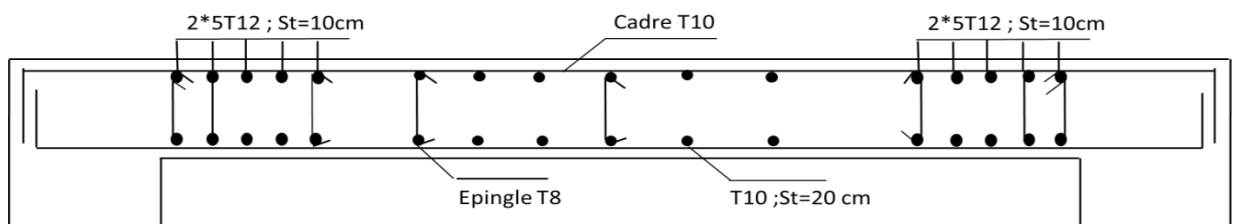


Figure.V.29 : schéma du ferrailage du voile V1 (zone 2, 3, 4,5) et V5 (zone 3, 4,5).

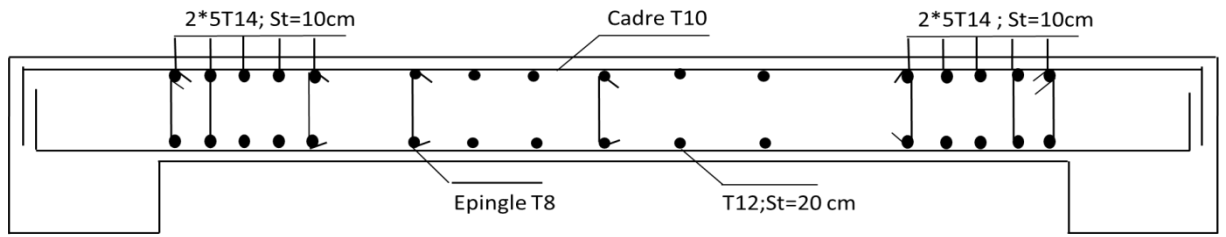


Figure.V.30 : schéma du ferrailage du voile V1 (zone 1) et V5 (zone 2) et V7 (zone 3, 4,5) .

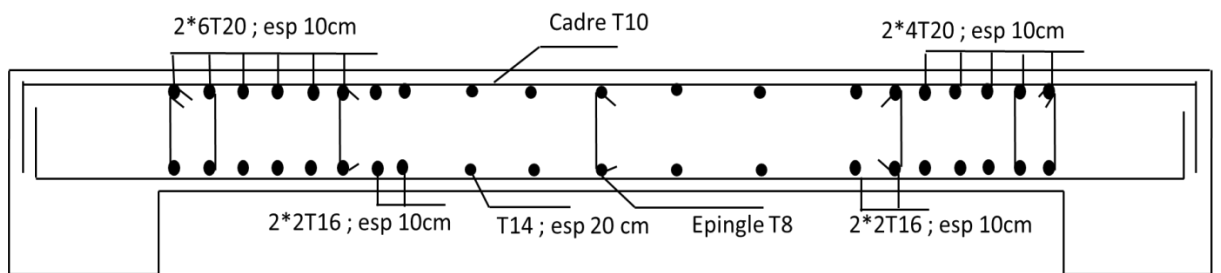


Figure.V.31 : schéma du ferrailage du voile V3(zone 1).

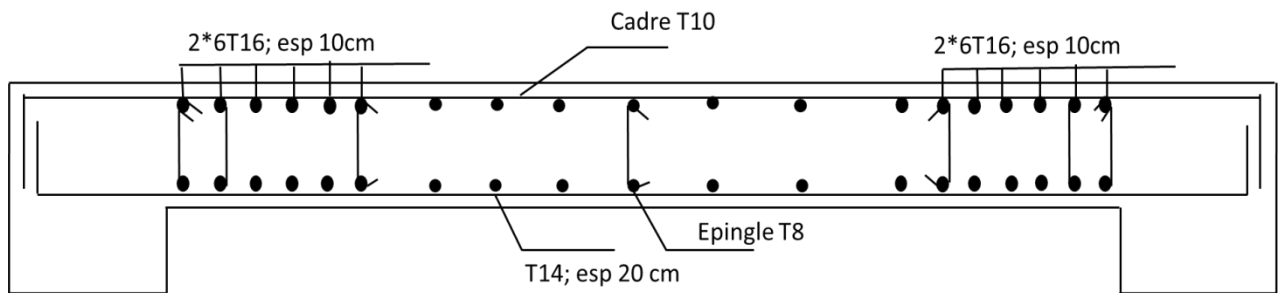


Figure.V.32 : schéma du ferrailage du voile V3(zone 2,3,4,5) et V4(zone 1,2,3,4,5).

CHAPITRE VI :

Calcul Des Fondations

VI. Calcul 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.2. Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. Classifications 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 capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4. 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 ($\sigma_{sol}=2,5$ bar).

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.5. Choix du type des fondations :

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolée et la semelle filante ne passent pas donc on a opté pour un radier général.

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 différentiel.
- La facilité d'exécution.

Vérifications :

- Il faut vérifier que :

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} \geq 50\%$$

Avec :

S_{nec} est égale à : 306,83 m².

S_{bat} est égale à : 26,96*22,25= 599,86 m².

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} > 50\% \rightarrow \frac{306,83}{599,86} = 51,15\%$$

La surface nécessaire 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.

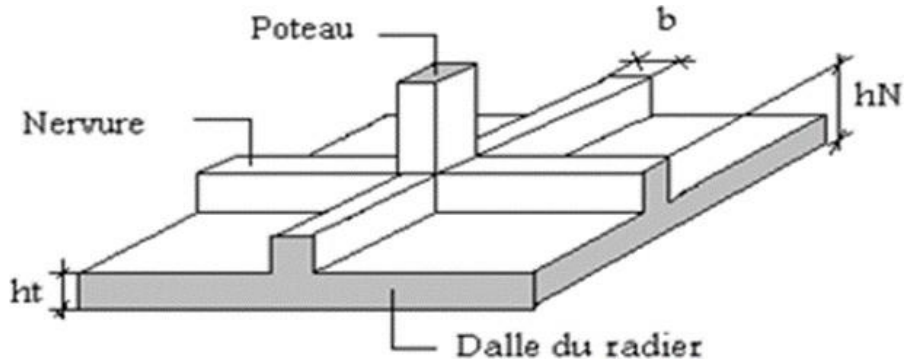
VI.6. Radier générale :

VI.6.1. 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



Figures VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.6.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 76709,53 \text{ N} \\ \sigma_{sol} = 250 \text{ KPa} \end{array} \right\}$

On trouve : $S_{nec} \geq 306,83 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 599,86 \text{ m}^2$

On a la longueur de débord $L=0,5 \text{ m}$

Donc la surface du radier est égale a : $650,07 \text{ m}^2$

VI.6.3. Prédimensionnement du radier :

a) Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{715}{20} = 35,75 \text{ cm}$$

$$h_1 \geq 35,75 \text{ cm}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

• **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N \cdot 1ml}{S_{rad}}$

$N_{elu} = 105178,8082 \text{ kN}$

$L=7,15 \text{ m}; b=1 \text{ m}; S_{rad}=650,07 \text{ m}^2; N_u=105178,8082 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h2 \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = \frac{105178,8082 * 7150 * 10^3}{2 * 650,07 * 10^5 * 1000 * 0,9 * 3} = 21,14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h2 \geq 22,65 \text{ cm}$$

$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2)$

$\Rightarrow \text{Max}(35,75; 21,14) = 35,75 \text{ cm}$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$

b) Nervure :

• **Condition de coffrage :** (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} \geq \frac{715}{10} = 71,5 \text{ cm}$$

On opte pour $b=75 \text{ cm}$

• **La hauteur des nervures :**

1. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPa}$).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1 \text{ m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

- $K=4$ [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm³] → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3k\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K = 4 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

$$L_{\max} = 7,15 \text{ m}$$

$$b = 0,75 \text{ m}$$

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 0,04 \cdot \left(\frac{2 \cdot 7,150}{\pi}\right)^4}{20000}} \geq 137,07 \text{ cm}$$

on prend : $h_{N2} = 150 \text{ cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\left\{ \begin{array}{l} h_N = 150 \text{ cm} \\ b = 75 \text{ cm} \end{array} \right.$

VI.6.4. Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$X_G = 11,12 \text{ m}$$

$$Y_G = 13,48 \text{ m}$$

b. Moment d'inertie :

$$I_{xx} = 36039,14 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 24532,96 \text{ m}^4$$

VI.6.5. Vérification nécessaire :

a. Vérification de la Stabilité du Radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) [1], quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

MR : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$MR = \sum M_0 + V_0 h.$$

N_r : effort normal de la structure.

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

B : la largeur du radier.

MR sont tirés à partir du fichier ETABS V13.

h : valeur de l'ancrage de l'ouvrage .

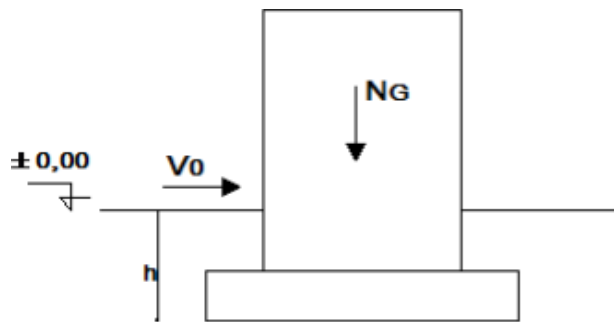


Figure.VI. 2 : schéma statique du bâtiment.

• Sens x-x :

$$N_{ser} = N_{ser} (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = \rho_b \cdot (S_{rad} \cdot h_{rad} + (h_N - h_{rad}) \cdot b_{nervure} \cdot l_{nervure})$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times [650,07 \times 0,40 + (1,5 - 0,40) \times ((0,75 \times 22,25 \times 5) + (0,75 \times 26,96 \times 6))]]$$

$$N_2 = 12131,53 \text{ KN} .$$

$$N_{ser} = 76709,53 \text{ kN}.$$

$$N = 12131,53 + 76709,53 = 88840,85 \text{ KN}.$$

$$M_s = N \cdot X_G = 88840,85 \times 11,12 = 987910,25 \text{ KN.m}.$$

$$\text{On a: } M_x = 10749,3657 \text{ kN.m; } V_x = 6154,6993 \text{ kN; } h = 4,9 \text{ m}.$$

$$M_R = 10749,3657 + (6154,6993 \times 4,9) = 40907,35 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } M_R = 40907,35 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{987910,25}{40907,35} = 24,14 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Sens y-y :**

Nser = Nser (structure) + N2 (poids propre de radier nervuré)

$$N2 = \rho b.S.h = 25 \times [650,07 \times 0,40 + (1,5 - 0,40) \times ((0,75 \times 22,25 \times 5) + (0,75 \times 26,96 \times 6))]]$$

$$N2 = 12131,53 \text{ KN .}$$

$$N_{ser} = 76709,53 \text{ kN.}$$

$$N = 12131,53 + 76709,53 = 88840,85 \text{ KN.}$$

$$M_s = N \cdot X_G = 88840,85 \times 13,48 = 1197574,65 \text{ KN.m.}$$

On a: $M_x = 11747,5573 \text{ kN.m}$; $V_x = 7494,0718 \text{ kN}$; $h = 4.9 \text{ m}$.

$$M_R = 11747,5573 + (7494,0718 \times 4,9) = 48468,51 \text{ KN .}$$

Donc: $M_R = 48468,51 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{1197574,65}{48468,51} = 24,7 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

b. Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

- **Sollicitation du premier genre :**

À l'ELS:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{76709,53}{650,07} = 118 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{ser} = 118 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La sollicitation du premier genre est vérifiée.

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

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

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

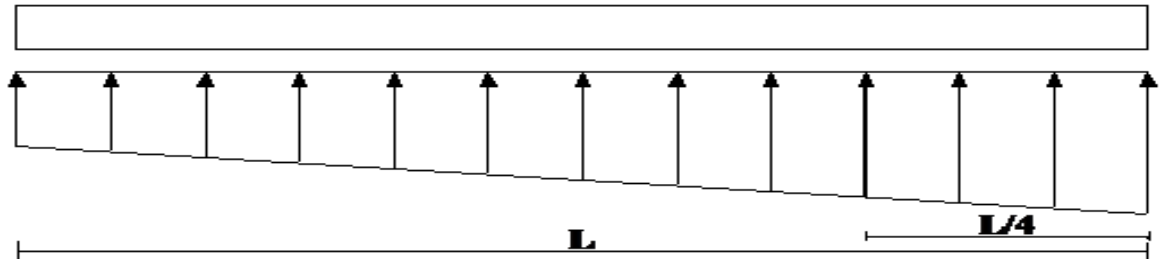


Figure.VI.3 : Contraintes sous le radier.

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.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

ELU :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 105178,808 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement ($M_{Rx} = 40907,35 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 48468,51 \text{ kN.m}$)

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 ; I_{xx} = 36039,14 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 24532,96 \text{ m}^4 \quad x_G = 11,12 \text{ m} , y_G = 13,48 \text{ m} .$$

Tableau .VI. 2 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	174,41	149,17	168,10
Sens y-y	188,42	135,16	175,11
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 375 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5 \text{ kN/m}^2$

ELS :

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 76709,53 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement ($M_{Rx} = 40907,35 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 48468,51 \text{ kN.m}$)

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 ; I_{xx} = 36039,14 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 24532,96 \text{ m}^4 \quad x_G = 11,12 \text{ m} , y_G = 13,48 \text{ m} .$$

Tableau .VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	130,62	105,37	124,31
Sens y-y	144,63	91,37	131,31
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 375 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5 \text{ kN/m}^2$

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

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 175,11 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 131,31 \text{ kN/m}^2$$

VI.6.6. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier :

1. Détermination des efforts :

❖ 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 sont encastrés 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 : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

2. Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 175,11 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 131,31 \text{ kN/m}$$

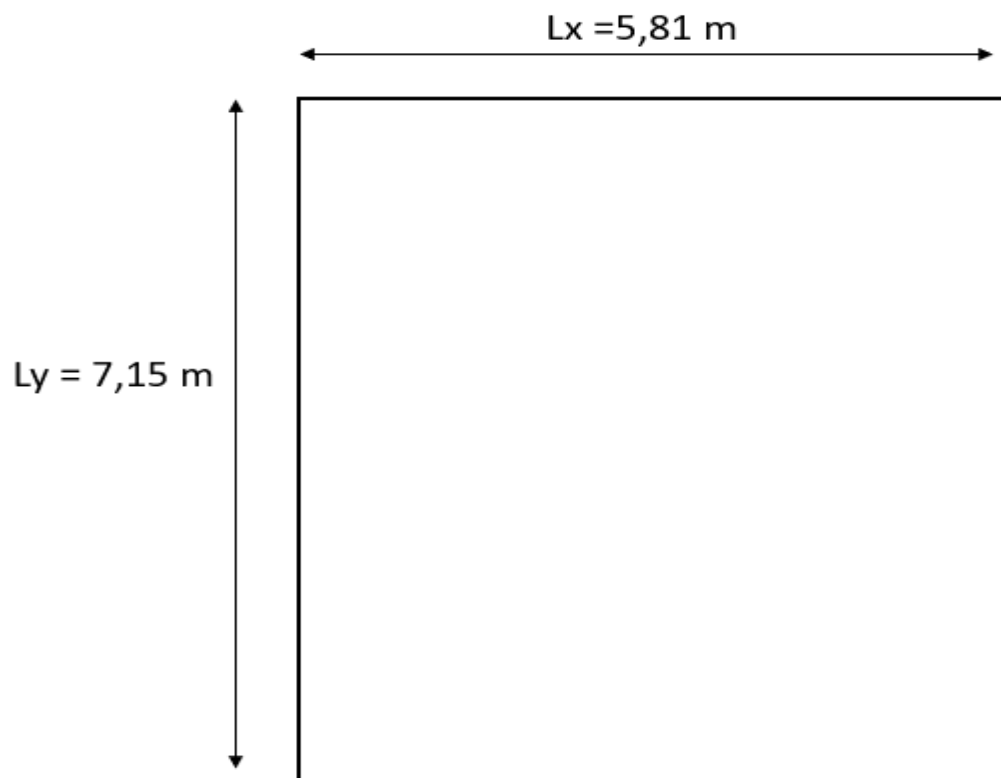


Figure.VI.4 : Panneau de la dalle du radier.

3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$) :

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,81}{7,15} = 0,812 \leq 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.4 : Calcul des moments à l'ELU

Panneaux	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 (kN.m)
P	5,81	7,15	0,81	0,055	0,6135	175,11	325,05	276,29	199,42	169,51	162,52

4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .VI. 5 : Calcul des moments à l'ELS.

Panneaux	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 (kN.m)
P	5,81	7,15	0,81	0,0617	0,7246	131,28	273,42	232,41	198,12	168,4	136,71

5. Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

(Organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

f_{c28}=30 MPa ; f_{t28}=2,4 MPa ; f_{bc}=17 MPa ; f_e=500 MPa ; σ_s=435 MPa ; b=100 cm ;
h=40cm ; d=0,9h=36 cm.

Tableau .VI.6 : Ferraillage 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	276,29	0,125	0,167	33,59	18,9	10T16	20,11	10
	y-y	169,51	0,076	0,098	34,58	11,26	6T16	12,06	16
Appui		162,52	0,073	0,094	34,64	10,78	6T16	12,06	16

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3 h ; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120cm; 33cm) = 33cm$$

• **En travée :**

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10cm < 33cm$$

On prend :S_t=10cm

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t=16$ cm

• **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t=16$ cm

6. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$AS_{min} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} = 3,97 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau .VI.7 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Verification
Travée	x-x	232,41	20,11	12,1	18	361,3	250	Non
	y-y	168,4	12,06	10,6	18	426,3	250	Non
Appui		136,71	12,06	8,57	18	346,1	250	Non

Les contraintes des aciers sont supérieures à la contrainte admissible donc il faut augmenter la section l'armature.

Tableau VI.8: Vérification des contraintes (après l'augmentation).

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	vérification
Travée	x-x	232,41	10T20	31,42	10	10,4	18	236,8	250	OUI
	y-y	168,4	8T20	25,13	12	8,1	18	211,9	250	OUI
Appui		136,71	6T20	18,85	16	7,27	18	226	250	OUI

• **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3 h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

En travée :

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 10 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 12 \text{ cm}$

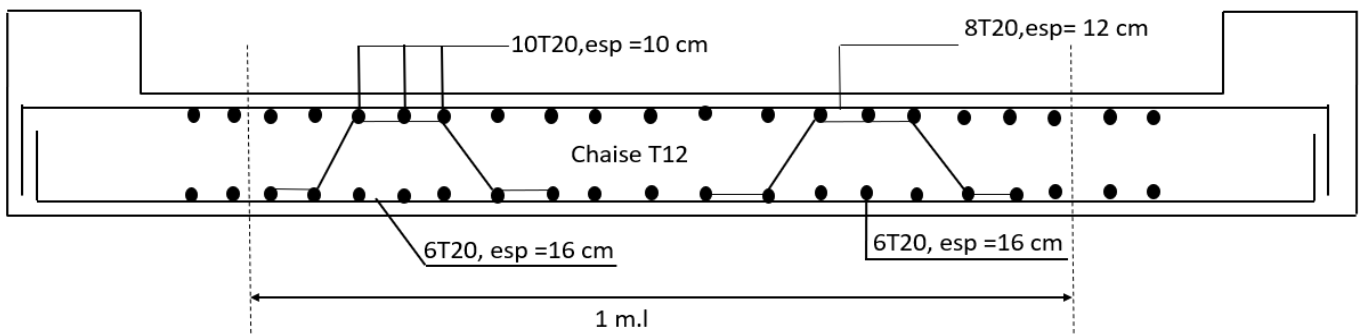
En appui :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 16 \text{ cm}$

Remarque:

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées chaises. On prévoit donc : 4 chaises /m².



Figures VI.5: schéma de ferraillage du radier.

b. Ferraillage de la nervure :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_a=0,5M_0$

2. Calcul des armatures :

$b=75$ cm; $h=150$ cm; $d=99$ cm

- **Sens porteur:**

$L=7,15$ m; $P=175,11$ kN/ml; $M_0 = 1118,8$ kN. M

Tableau .VI.9 : Ferraillage des nervures (sens porteur).

	$M_u(k.Nm)$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	950,99	0,076	0,098	95,11	22,98	8T20	25,13
Appuis	559,41	0,044	0,056	96,78	13,28	8T16	16,08

- **Sens non porteur :**

$L=5,81$ m; $P=175,11$ kN/ml; $M_0 = 738,8$ kN.m

Tableau .VI.10 : Ferraillage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(kN.m)$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	627,98	0,05	0,064	96,46	14,96	8T16	16,08
Appuis	369,4	0,029	0,036	97,57	8,70	6T16	12,06

3. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} = 8,19 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

Ce qui est vérifié.

b.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau .VI.11: Vérification des contraintes.

Sens	position	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Verification
Porteur	travée	713,24	25,13	4,76	18	228,4	250	Oui
	appuis	419,55	16,08	3,35	18	206,8	250	Oui
Non porteur	travée	470,95	16,08	3,77	18	232,1	250	Oui
	appuis	277,03	12,06	2,5	18	180,5	250	Oui

4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{175,11 \times 7,15}{2} = 625,911N$$

$$\tau_u = \frac{625,91 \cdot 10^3}{750 \times 990} = 0,84MPa < \bar{\tau}_u = 3 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

5. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifier 99 [1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa \right) = 0,4 MPa$$

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = 24 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 75 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$f_c=500 \text{ MPa}$; $\tau_u= 0,84 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,4 \text{ MPa}$; $b=75 \text{ cm}$; $d=99 \text{ cm}$; $h=150\text{cm}$.

On trouve :

$S_t=15 \text{ cm}$Zone nodale.

$S_t=30 \text{ cm}$Zone courante.

Tableau .VI.13 : Choix des armatures transversales.

	Section	Zone	S_t (cm)	ϕ_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix des armateurs	A_t (cm ²)
Nervures	150*75	Courante	30	1	6,75	6T12	6,79
		Nodale	15		3,37	3T12	3,39

6. Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est de 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction :

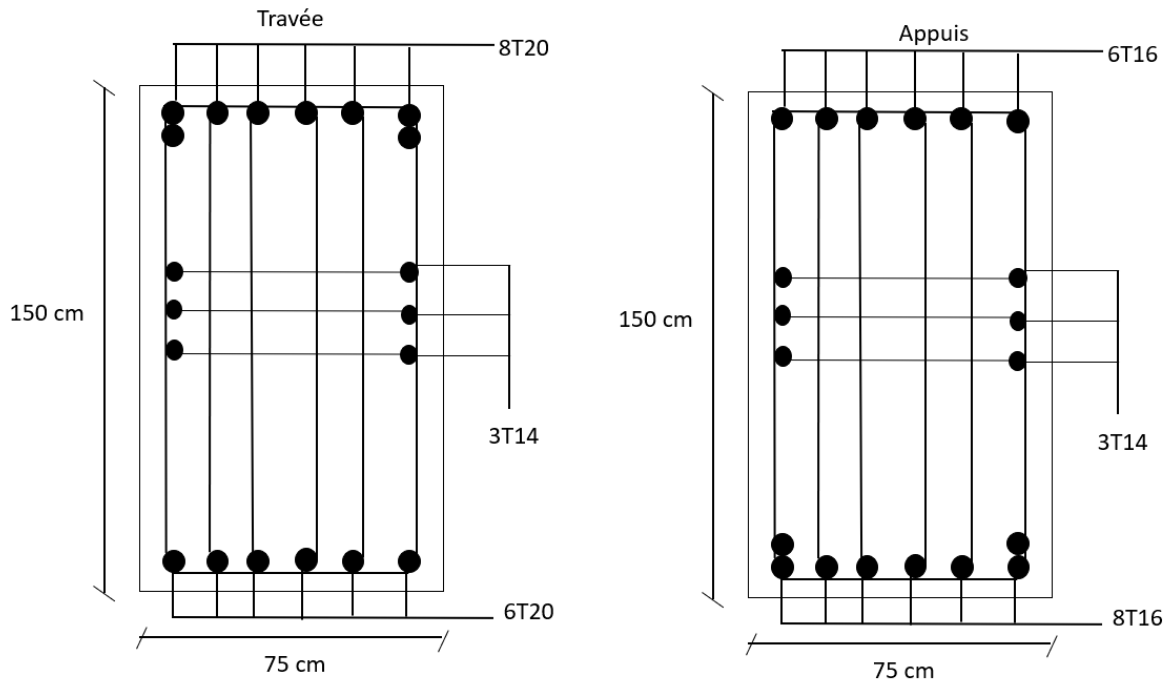
Dans notre cas : $h =150 \text{ cm}$

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 2 \times 150 = 9 \text{ cm}^2$$

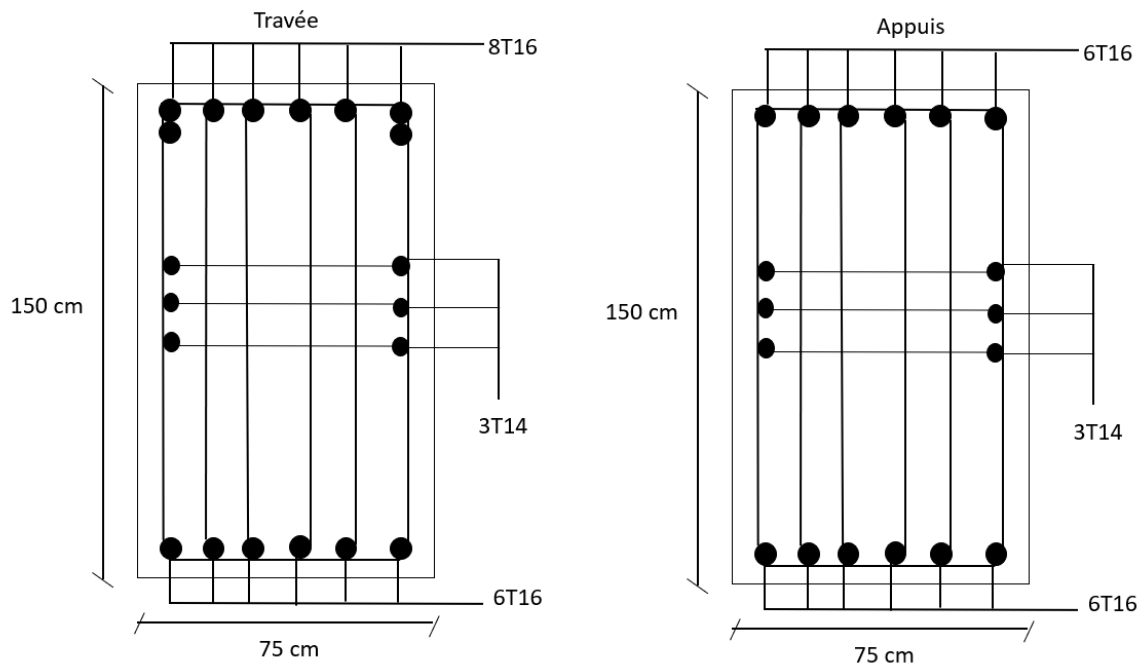
(Fissuration préjudiciable)

On adopte : $6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$

- Schéma de ferraillage :



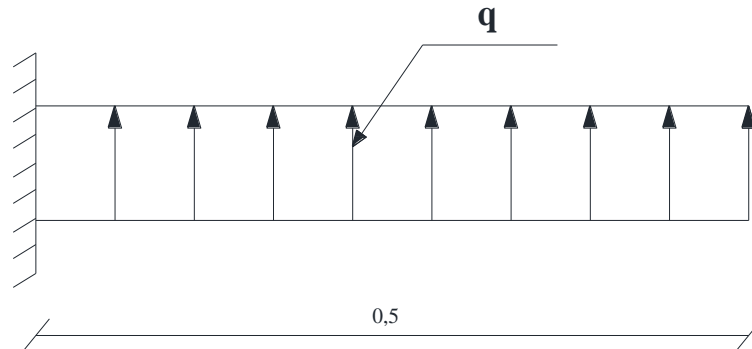
Figures VI.6: schéma de ferraillage de la nervure sens porteur.



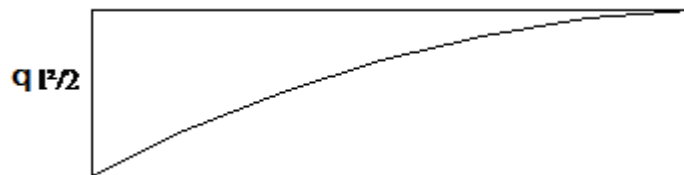
Figures VI.7: schéma de ferraillage de la nervure sens non porteur.

c. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5$ m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.



Figures VI.8 : Schéma statique des débords.



Figures VI.9: diagramme des moments.

1. Calcul de ferrailage :

$q_u=183,56$ kN/ml , $b=100$ cm , $h=40$ cm , $f_{c28}=30$ MPa , $\sigma_{bc}=17$ MPa ; $\sigma_s = 435$ MPa.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 22,97 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,01$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Tableau .VI.14 : Ferrailage des débords.

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	22,97	0,01	0,0125	35,82	1,47	5T12	5,65

2. Condition de non fragilité :

$$AS_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97\text{cm} < 5,65\text{cm}^2$$

On adopte

Choix : 5T12, avec $A_s=5,65 \text{ cm}^2$, esp=20 cm.

VI.7. Voile périphérique :**V.7.1. Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

VI.7.2. Pré dimensionnement :

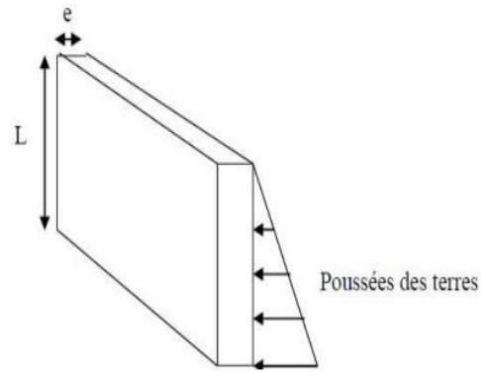
Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003[1], qui stipule d'après l'article 10.1.2.

VI.7.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte Les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus Défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 3,4\text{m}$; $L_y = 7,15 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.



Figures VI.10 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres

$$(\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3).$$

h: Hauteur du voile. h

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 38^\circ ; A = f(\phi) = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) = 0.23 ; \text{ avec } \pi = 180^\circ$$

$$Q = A \times h \times \gamma = 16,031 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times Q = 21,64 \text{ kN/ml}.$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{7,15} = 0,47$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

v : Coefficient de poisson :

- 0 a l'ELU
- 0.2 a l'ELS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99"

On a:

$$\rho = 0,47$$

$$\mu_x = 0,1008$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,1008 \times 21,64 \times 3,4^2 = 25,21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,2500 \times 25,21 = 6,3 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,85 M_x = 21,42 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,35 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,6 \text{ KN.m}$

VI.7.4 : Ferraillage du voile périphérique :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : ferraillage de voile périphérique.

	Sens	M _u (KN.m)	μ	A _s ' cm ²	α	Z (cm)	calculé A _s (cm ²)	Choix	adopté A _s (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	21,42	0.038	0	0.048	17,65	2,78	5T10	3,93	25
	y-y	5,35	0.009	0	0.011	17,92	0,68	5T10	3,93	25
Appuis	x-x	12,6	0.022	0	0.027	17,8	1,62	5T10	3,93	25
	y-y									

VI.7.5 : Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L > 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_T > 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

VI.7.5 : Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm

On a:

$$12 \text{ cm} < e < 30 \text{ cm}$$

$$h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

On a:

$$A_x > A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) \frac{bh}{2} = 0,0006 \times \left(3 - \frac{3,4}{7,15}\right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } A_y > A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0006$).

- **En travée :**

$$A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_x \text{ min} = 1,53 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_y \text{ min} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

- **Sur appuis :**

$$A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_x \text{ min} = 1,53 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_y \text{ min} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

VI.7.6. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{bd} < \tau_u = 0,05 f_c 28 = 1,5 \text{ Mpa.}$$

$$T_x = \frac{Q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{21,64 \times 3,4 \times 7,15}{2 \times 3,4 \times 7,15} = 37,71 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{Q_u L_y}{3} = \frac{21,64 \times 7,15}{3} = 51,57 \text{ KN.}$$

$$T_{u \text{ max}} = \max(T_x ; T_y) = 51,57 \text{ KN .}$$

$$\tau_u = \frac{51,57 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0,25 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

VI.7.6. Vérification a L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$Q_{ser} = Q = 16,03 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,47$$

$$\mu_x = 0,1038$$

$$\mu_y = 0,3319$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,1038 \times 16,03 \times 3,4^2 = 19,23 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,3319 \times 19,23 = 6,38 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x = 16,34 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,42 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,6 \text{ KN.m}$

$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

$;\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Verification
Travée	x-x	16,34	5T10	3,93	4,76	18	249,7	250	Oui
	y-y	5,42	5T10	3,93	1,61	18	82,8	250	Oui
Appuis	x-x	9,6	5T10	3,93	2,84	18	146,7	250	Oui
	y-y								

- Shema de ferrailage :

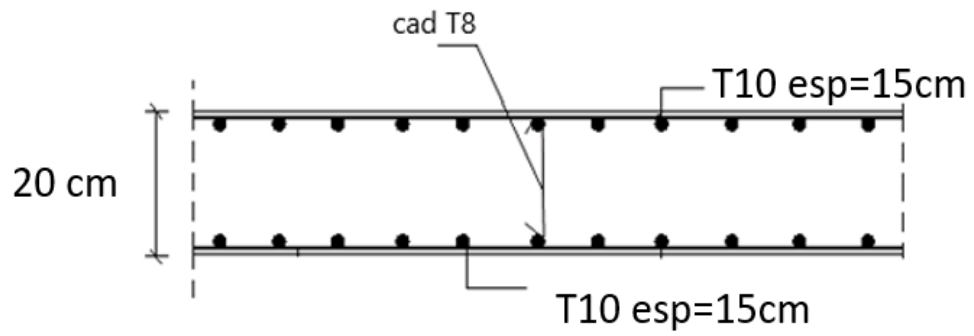


Figure VI.11: Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x et sens y-y .

Conclusion Générale

Conclusion Générale :

En conclusion de ce travail, la réalisation de notre projet de fin d'étude aura été une occasion pour nous de pratiquer et d'approfondir l'ensemble des connaissances acquises durant notre cycle de formation, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul selon les règlements du domaine et de manipuler les logiciels de base pour un ingénieur en génie civil (ETABS-SOCOTEC-AUTOCAD-etc.), et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique .

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé.

Le règlement **RPA99 v.2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.

- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- Cette structure possède une forme n'est pas ordinaire en plan et irrégulière en élévation. Ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **ETABS V13**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les

calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

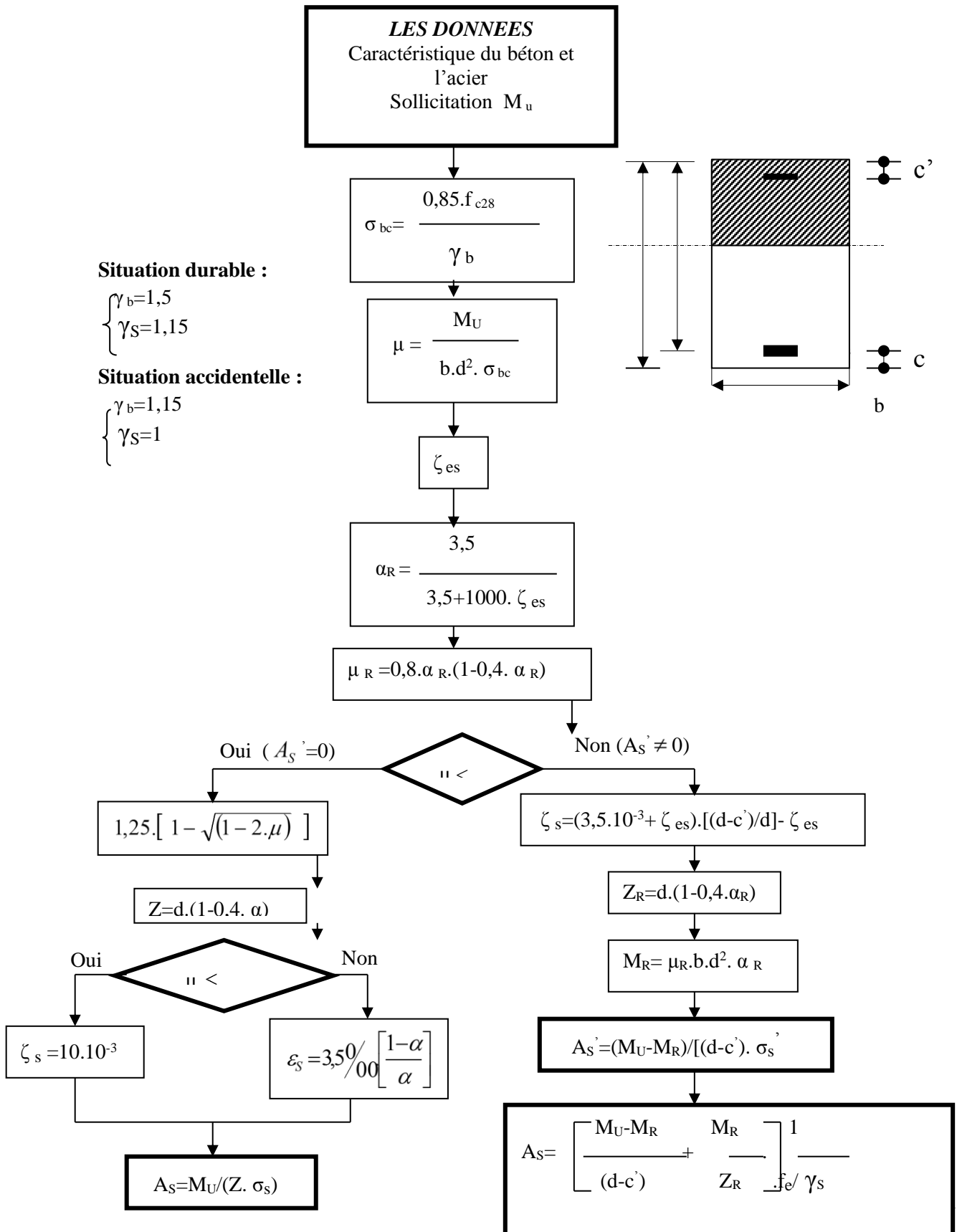
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des forces (M, N). L'utilisation logiciel ETBS V13 nous a permis de calcul (M, N) après en utilise logiciel **EXCEL**.
- Vu la disposition des voiles est un facteur plus important que la quantité des voiles placer dans la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue la surface de la structure qu'est très important.

REFERENCES

REFERENCES

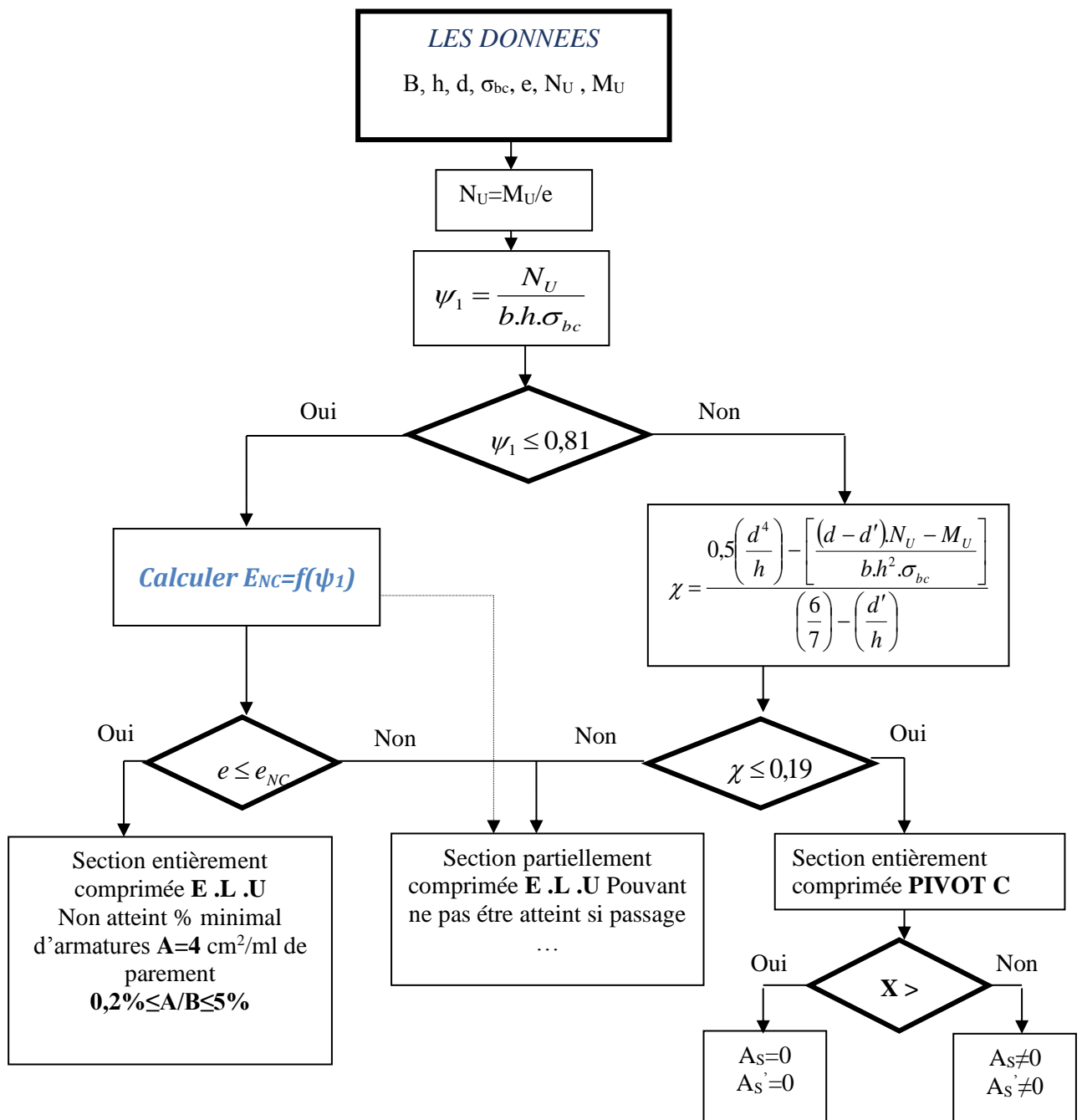
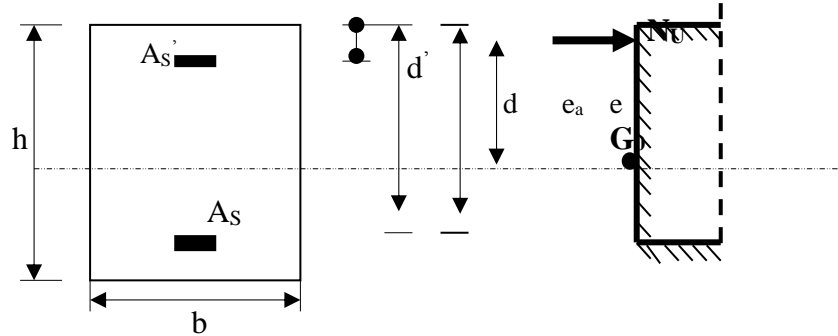
- [1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).
- [2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (Mars 1992, février 2000, par M.R. LACROIX, Edition S140 – Juin 2005).
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2 (Document technique réglementaire, 24 octobre 1988).
- [4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).
- [5] DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [6] RAFIK TALEB, " Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 -Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions " ; Journal of Materials and engineering structures 4 (2017) 139-154.

Annexes



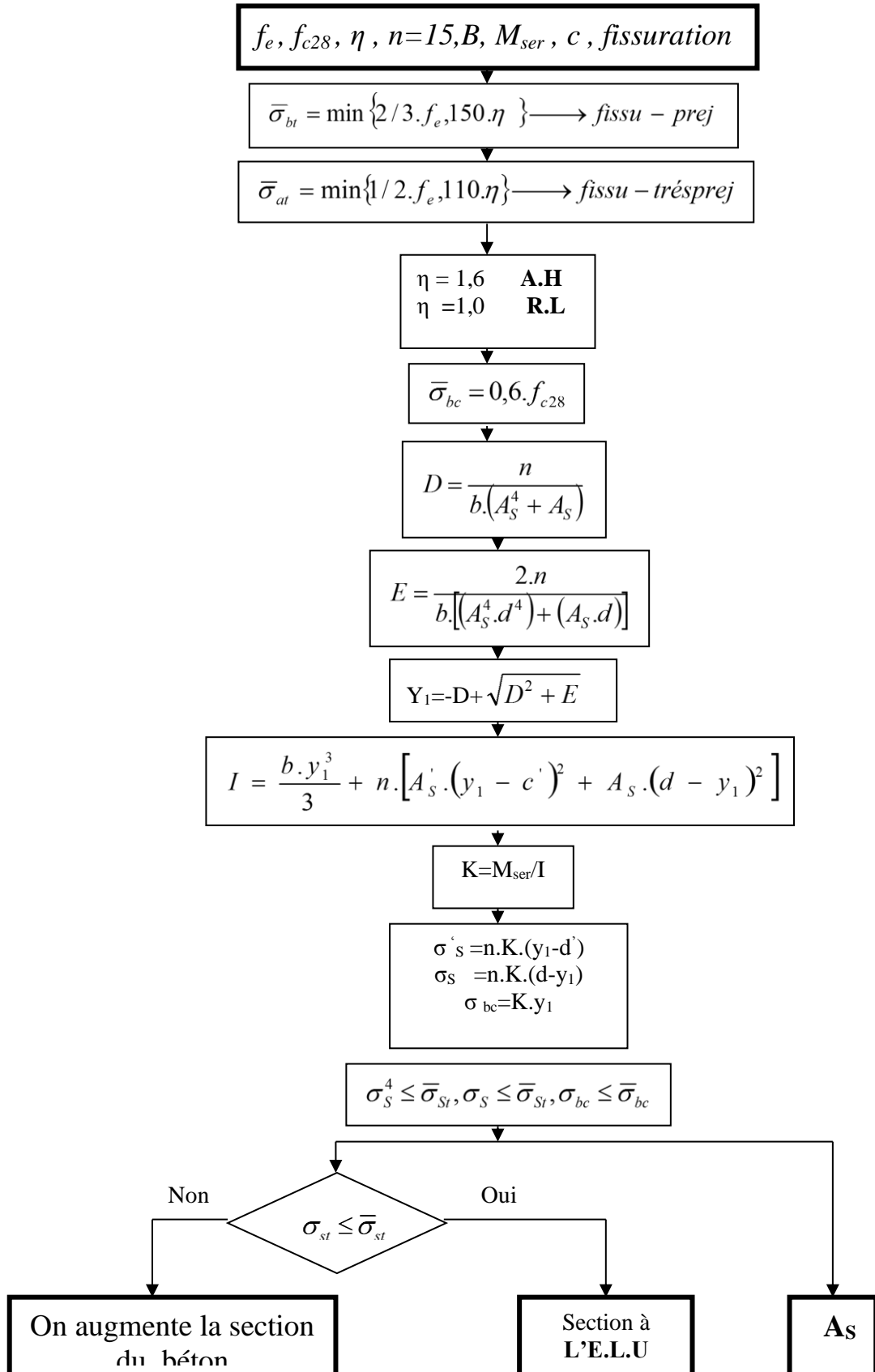
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

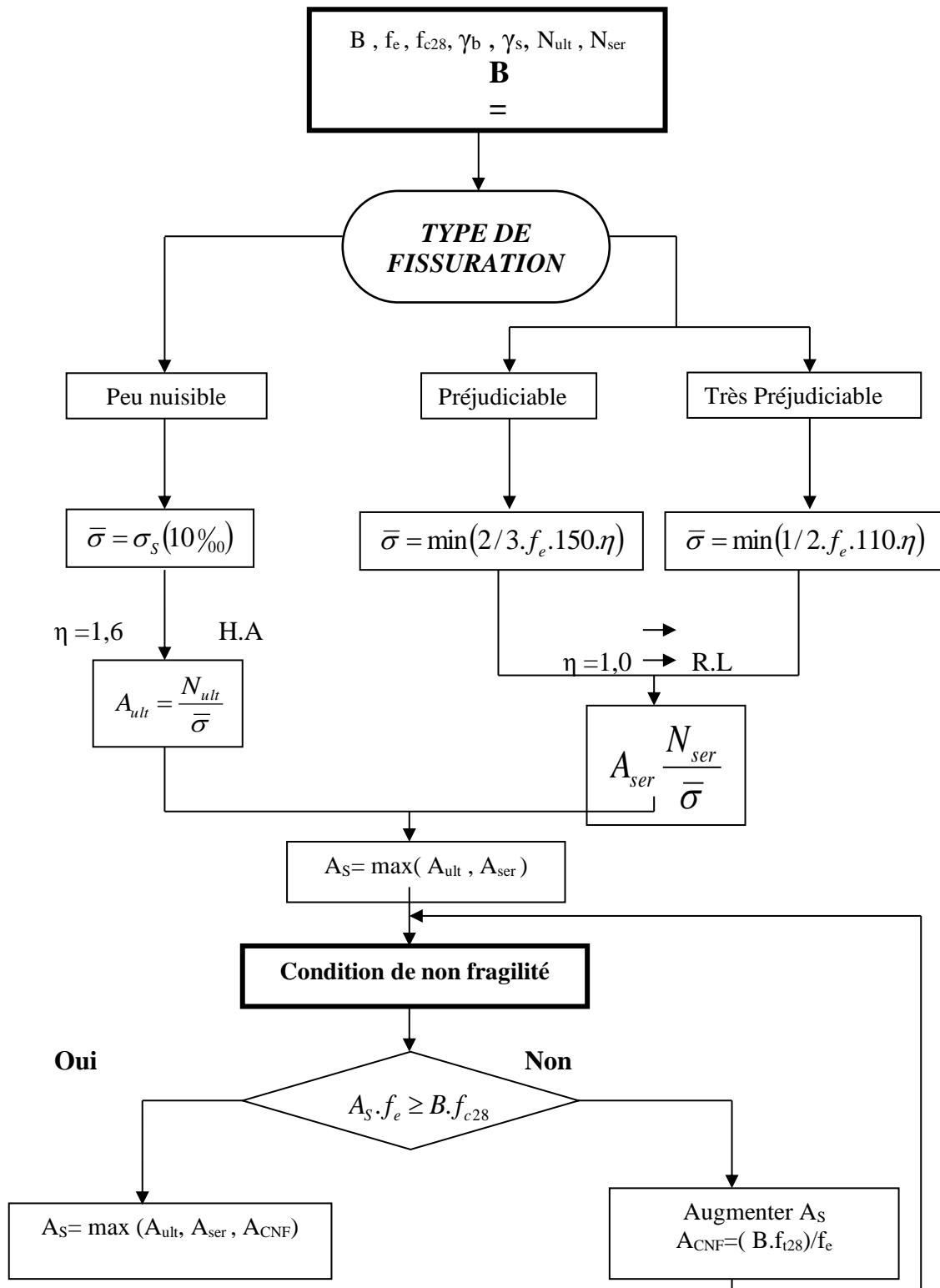


ORGANIGRAMME -III-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

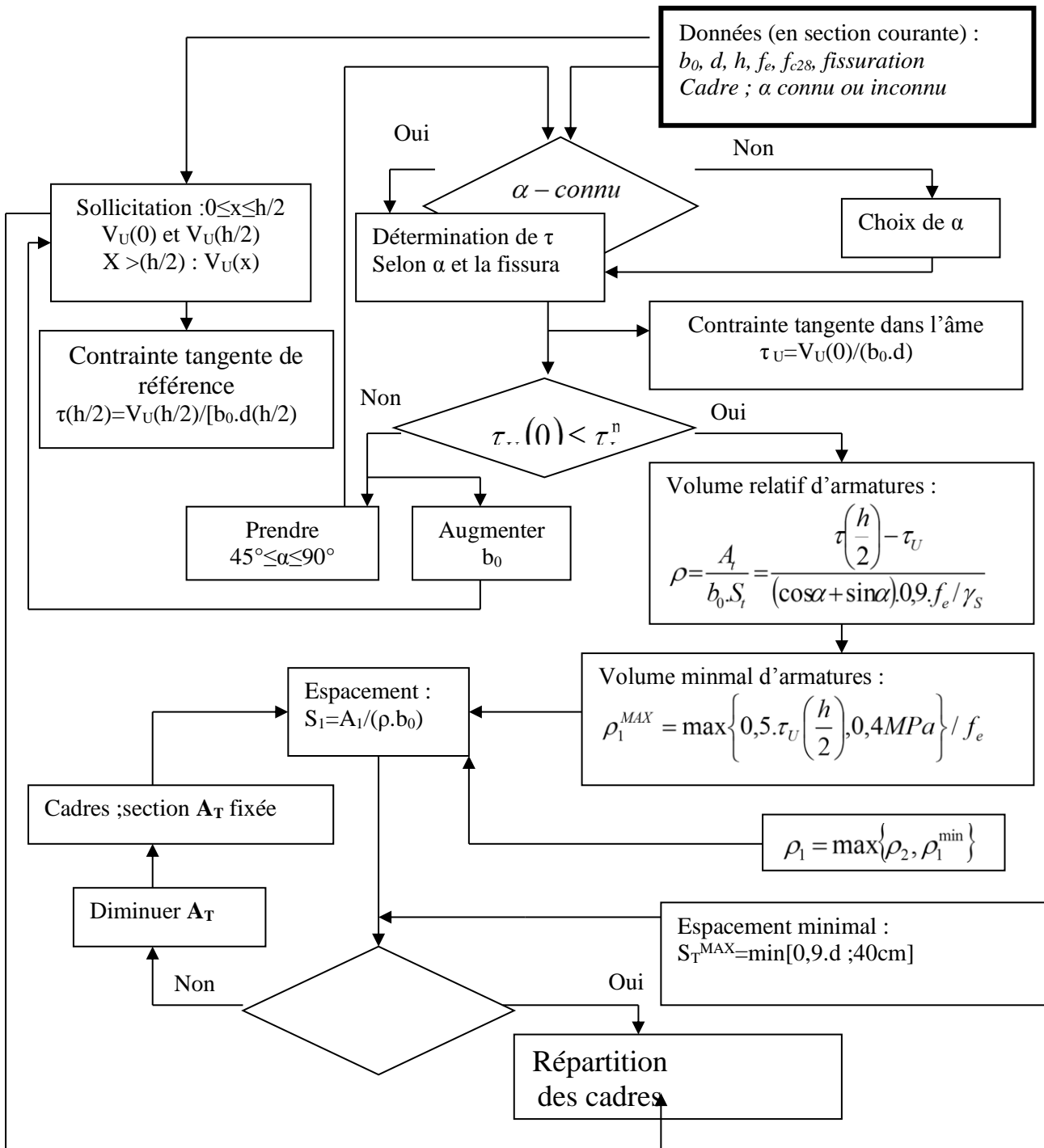


**ORGANIGRAMME -VI-
TRACTION SIMPLE**



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



**Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ
en mm**

Tableau des armatures

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Dalle rectangulaire uniformément chargées articulées sur leur contour ;

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000