

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : Science Et Technologie
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures
Thème

Types Des Planchers Avantages Et Inconvénients

Présenté Par :

- BENMEDDAH Nora
- El FODDI Fatima Zahra

Devant le jury composé de :

Mme. LAZIZI A	MCB	Président
Mr. DERBAL Rachid	MCB	Examineur
Mme. ABDELBARI S	MCA	Encadreur
Mme. ABDELKADER KH	DOCTORANTE	Encadreur

Année universitaire 2021/2022

REMERCIEMENTS

Merci **Allah** de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir,
la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de
mener à terme le présent travail.

En premier lieu nous exprimons nos vifs remerciements à nos encadreurs **Mme:**
ABDELBARI .S ; Mme ABDELKADER. KH, qui ont bien voulu nous encadrer par ces
expériences, pour ces efforts fournis et ces conseils.

Nos remerciements vont également à tous les membres du jury qui ont pour mission d'évaluer
ce modeste travail.

Notre Vif remerciement s'adresse également à nos enseignants et nos amis, pour leur présence
chaleureuse et leur encouragement.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce
modeste travail, et à toute la promotion de génie civil.

DEDICACES

À Mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

À Maman je n'ai pas les mots pour te dire merci. Tu m'as accompagné toute ma vie, dans les joies les peines les grandes et petites circonstances encore une fois merci.

À mon mari « Abdelhak »

À ma petite fille « Maram »

À mes sœurs : Aicha, Fatima Zohra

À mon frère : Younesse

À ma nièce « Aichouche »

À toute ma famille, à ma cousine « Fatiha »

À mon binôme Fatima pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

À tous ceux qui m'aiment; et tous ceux que j'aime.

BENMEDDAH Nora

DÉDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère. A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect: mon cher père zenagui

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse: mon adorable mère Rahmouna

A ma chère sœur Amel et mon frère Bilal qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le Bonheur

A ma petite sœur qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

A tous les cousins, les voisins et les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant.

Merci pour leurs amours et leurs encouragements.

Sans oublier mon binôme Nora pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

EL FODDI Fatima Zahra

Résumé

Le présent projet de fin d'études a pour objet l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé avec deux variantes de planchers (planchers à corps creux, dalle pleine), composée d'un sous-sol et de RDC+ 9 étages à usage multiple.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA99/version 2003) et le document technique CBA93.

L'étude sismique a été menée suivant un outil numérique le logiciel (SAP 2000 V14.0.0) basée sur la méthode des éléments finis.

En dernier lieu, nous avons élaboré une étude comparative entre les deux variantes permettant de tirer plusieurs conclusions et recommandations et d'établir une estimation de la quantité d'acier et la quantité de béton suivant le type de plancher.

Mots clés : Bâtiment, étude comparative, plancher dalle pleine, plancher en corps creux.

Abstract

The purpose of this end-of-studies project is the study and sizing of a reinforced concrete building with two floor variants (hollow body floors, solid slab), composed of a basement and ground floor + 9 floors for multiple use.

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (RPA99/version 2003) and the technical document CBA93.

The seismic study was conducted using a digital software tool (SAP 2000 V14.0.0) based on the finite element method.

Finally, we developed a comparative study between the two variants allowing us to draw several conclusions and recommendations and to establish an estimate of the quantity of steel and the quantity of concrete according to the type of floor.

Keywords: Building, comparative study, solid slab floor, hollow body floor.

ملخص

إن الهدف من مشروع التخرج هذا هو دراسة وقياس أبعاد مختلف العناصر في مبنى من الخرسانة المسلحة يحتوي على نوعين من البلاطات (بلاطات مملوءة و أخرى تحتوي على أجسام مجوفة). يتكون هذا المبنى من طابق سفلي يليه طابق ارضي و9طوابق أخرى مكرسة لمختلف الاستعمالات

تم تحديد الأبعاد و حساب التسليح لجميع العناصر الحاملة و المقاومة وفقا للوائح الجزائرية المعمول بها (RPA 99 الإصدار 2003) و الوثيقة الفنية CBA93

أجريت الدراسة الزلزالية باستخدام أداة برمجية رقمية (SAP 2000 V14.0.0) تعتمد على طريقة العناصر المنتهية في الأخير، قمنا بتطوير دراسة مقارنة بين المتغيرين مما يسمح لنا باستخلاص العديد من الاستنتاجات والتوصيات ووضع تقدير لكمية التسليح وكمية الخرسانة وفقاً لنوع الأرضية

الكلمات المفتاحية : بناء، دراسة مقارنة، أرضية بلاطة مملوءة، أرضية بأجسام مجوفة

SOMMAIRE

Introduction générale	01
------------------------------------	----

Chapitre I : Généralité et principaux types des planchers

I.1 Introduction.....	02
I.2 Définition des plancher.....	02
I.3 Compositions des plancher.....	03
I.4 Caractéristiques des plancher.....	03
I.5 Fonctions principales des plancher.....	04
I.6 Classification des planchers.....	05
I.7 Les principaux types des planchers.....	09
I.7.1 Les planchers à corps creux.....	09
I.7.2 Dalle pleine.....	14
I.7.3 Les planchers alvéolés.....	17
I.7.4 Les planchers à prédalles.....	19
I.7.5 Les dalle champignons.....	20
I.7.6 Les planchers en bois.....	22
I.7.7 Les planchers métalliques.....	24
I.7.8 Les planchers mixtes.....	25
I.7.9 Les dallages	27
I.8 Les avantages et les inconvénients.....	30
I.9 Critères pour le choix du type de planchers.....	33
I.10 Conclusion	34

Chapitre II : Caractéristiques de la structure étudiée

II.1 Introduction.....	35
II.2 Présentation de l'ouvrage.....	35
II.3 Caractéristiques de la structure.....	35
II.4 Caractéristiques géotechniques.....	35
II.5 Plan d'architecture.....	36
II.6 Conception de la structure.....	37
II.7 Les hypothèses de calcul.....	37
II.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	38
II.8.1 Béton.....	38
II.8.2 Acier.....	41
II.9 Pré dimensionnement des éléments.....	42
II.9.1 Pré dimensionnement des planchers	42
II.9.1.a. Cas de plancher à corps creux.....	42
II.9.1.b. Cas de dalle pleine.....	43
II.9.2 Pré dimensionnement des poutres.....	44
II.9.3 Pré dimensionnement des poteaux.....	45
II.9.4 Pré dimensionnement des voiles.....	49
II.9.5 Pré dimensionnement des escaliers.....	50

II.10 Evaluation des charges et surcharges.....	52
II.10.1 Les planchers	52
II.10.2. Escalier	54
II.11 Conclusion.....	55

Chapitre III : Première variante : étude du plancher à corps creux

III.1 Introduction.....	56
III.2 Les type des poutrelles.....	56
III.3 Calcul des poutrelles.....	57
III.4 Méthode de calcul.....	57
III.4.1 Méthodes forfaitaire.....	57
III.4.2 La méthode de Caquot.....	58
III.5 Calcul des sollicitations sur les poutrelles	59
III.5.1.Evaluation des charges	59
III.5.2 Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	59
III.5.2.a. Type 1.....	59
III.5.2.b. Type 2.....	66
III.6 Calcul du Ferrailage	73
III.6.1 L'ELU	73
III.6.2 Vérification à l'ELS	76
III.6.3 Ferrailage de la dalle de compression	78
III.7 Conclusion.....	79

Chapitre IV : Deuxième variante : étude du plancher à dalle pleine

IV.1 Introduction.....	80
IV.2 Principe de calcul.....	80
IV.3 Combinaisons fondamentales	80
IV.4 Les moments fléchissant	81
I V.5 Détermination des armatures.....	82
IV.5.1 Plancher terrasse inaccessible.....	82
IV.5.2 Plancher étage courant	87
IV.6 Conclusion	92

Chapitre V : Ferrailage des escaliers

V.1 Introduction	93
V.2 Rappel sur dimensions des escaliers.....	93
V.3 Combinaison d'action.....	94
V.4 Détermination des efforts internes	94
V.4.1 Calcul à l'ELU	94
V.4.2 Calcul a l'ELS.....	95
V.4. 3 Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant.....	97
V.5 Détermination du ferrailage.....	98
V.5.1 Calcul à l'ELU.....	98
V.5.2 Vérification à l'ELS.....	101
V.6 Récapitulation du ferrailage des escaliers.....	102
V.7 Ferrailage de la poutre palière.....	102
V.8 Conclusion	103

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1 Introduction.....	104
VI.2 Objectifs de l'étude dynamique.....	104
VI.3 Méthodes de calcul	104
VI.4 Modélisation avec logiciel SAP 2000.....	104
VI.4.1 Présentation de logiciel SAP2000.....	105
VI.4.2 Etapes de modélisation sur le logiciel SAP2000 V14.....	105
VI.5 Détermination du paramètre du spectre de réponse.....	112
VI.5.1. Coefficient d'accélération de zone (A)	112
VI.5.2. Coefficient de comportement global de la structure (R).....	113
VI.5.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D).....	113
VI.5.4. Facteur de correction d'amortissement (η)	113
VI.5.5. Périodes caractéristiques (T1, T2)	114
VI.5.6. Estimation de la période fondamentale (T)	114
VI.5.7. Facteur de qualité Q	115
VI.6 Résultats de l'étude sismique.....	118
VI.6.1 Première variante : planchers à corps creux.....	118
VI.6.2 Deuxième variante : dalle pleine.....	128
VI.8 Conclusion.....	134

Chapitre VII : Etude comparative

VII.1 Introduction.....	135
VII.2. Comparaison des résultats sismique.....	135
VII.2.1. Poids totales de la structure	135
VII.2.2. Système de contreventement.....	136
VII.2.3. La période.....	137
VII.2.4. La participation massique.....	138
VII.2.5. L'effort tranchant a la base.....	139
VII.2.6. Le déplacement	140

VII.3. Comparaison de ferrailage	141
VII.4. Exemple de comparaison de quantité de fer et la quantité de béton du plancher.....	142
VII.4.1. Ferrailage des poutres.....	143
VII.4.2. Calcul la quantité de fer	146
VII.4.2. a. Première variante : plancher à corps creux.....	146
VII.4.2.b. Deuxième variante : dalle pleine.....	149
VII.4.2.c. Comparaison de la quantité de fer entre les deux variantes.....	151
VII.4.3. Calcul la quantité de béton	152
VII.4.3.a. Première variante : plancher à corps creux.....	152
VII.4.3.b. Deuxième variante : dalle pleine.....	153
VII.4.3.c. Comparaison de la quantité de béton entre les deux variantes.....	153
VII.5. Conclusion.....	154

Conclusion générale

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Différents niveaux

Figure I.2 : plancher sur murs de façades et refends

Figure I.3 : plancher sur poutres

Figure I.4 : Appuis sur poteaux seuls

Figure I.5 : Planchers en béton armé

Figure I.6 : Planchers en béton précontraint

Figure I.7 : Planchers en acier

Figure I.8 : Planchers mixtes acier béton

Figure I.9 : Planchers en bois

Figure I.10 : plancher a corps creux

Figure I.11 : les éléments principaux d'un plancher à corps creux

Figure I.12 : les différents types de poutrelles

Figure I.13 : Schémas des entrevous en béton et des entrevous en polystyrène

Figure I.14 : partie résistante du plancher

Figure I.15 : la table de compression

Figure I.16: dispositions des poutrelles

Figure I.17 : Mise en œuvre des planchers avec poutrelles préfabriquées

Figure I.18 : mise en place les hourdis.

Figure I.19 : Mise en place du treillis soudé.

Figure I.20: Phase Coulage de la dalle.

Figure I.21: dalle pleine.

Figure I.22: Planchers en dalle pleine

Figure I.23 : Disposition des armatures dans les dalles

Figure I.24 : Mise en œuvre du béton

Figure I.25: les armatures dalle pleine

Figure I.26 : plancher dalle alvéolée

Figure I.27 : dalle alvéolée sans table de compression

Figure I.28 : dalle alvéolée avec table de compression

Figure I.29 : plancher à prédalles

Figure I.30 : mise en œuvre par palonnier

Figure I.31 : Mise en œuvre des prédalles

Figure I.32 : dalle champignon

Figure I.33 : Illustration d'une dalle champignon

Figure I.34 : Planchers par solivage

Figure I.35: plancher en bois massif

Figure I.36 : schéma de clouage.

Figure I.37 : Appuis sur mur en ossature bois

Figure I.38 : les planchers métalliques

Figure I.39 : Planchers à corps creux et poutrelles en acier

Figure I.40 : plancher mixte béton armé/ bois

Figure I.41 : Les planchers collaborant

Figure I.42 : Plancher mixte béton armé/acier

Figure I.43 : Composants d'un dallage sur terre plein

Figure I.44 : Dallage en béton armé indépendant du mur de rive

Figure I.45 : Dallage avec appui sur les murs de rive

Figure I.46 : Planchers sur vide-sanitaire

Figure I.47 : schéma critères du choix de plancher

CHAPITRE II

Figure II.1: plan sous-sol

Figure II.3 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton(ELU)

Figure II.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

Figure II.5: diagramme contrainte-déformation d'acier

Figure II.6: Les dimensions des poutrelles

Figure II.7: Section du poteau le plus sollicité

Figure II.8 : Coupe de voile en élévation

Figure II.9: schéma de l'escalier

CHAPITRE III

Figure III.1 : Les dimensions des poutrelles

Figure III.2: Les différents types de poutrelles

Figure III.3 : poutrelle de type 1

Figure III.4: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 1/ étage courant)

Figure III.5: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS (type 1/ étage courant)

Figure III.6: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 1/ terrasse)

Figure III.7: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS (type 1/ terrasse)

Figure III.8 : poutrelle de type 2

Figure III.9: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 2/ étage courant)

Figure III.10 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 2/ étage courant)

Figure III.11: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS (type 2/ étage courant)

Figure III.12: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 2/ terrasse)

Figure III.13: section de poutrelle

Figure III.14 : disposition de ferrailages des les poutrelles

Figure III.15: Disposition d'armatures de la dalle de compression

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Le panneau le plus sollicité

Figure VI.2 : Disposition d'armatures de la dalle pleine terrasse inaccessible

CHAPITRE V

Figure V.1: Schéma d'un escalier

Figure V.2: schéma statique d'escalier à l'ELU

Figure V.3: schéma statique d'escalier à l'ELS

Figure V.4: diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU

Figure V.5: diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Le logiciel de calcul utilisé SAP2000 V14

Figure VI.2: systèmes d'unités

Figure VI.3 : définition d'un nouveau modèle

Figure VI.4 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages

Figure VI.5: Modification de la grille

Figure VI.6 : Définitions de matériau (BETON)

Figure VI.7: Définitions des sections Frame

Figure VI.8 : Définition du plancher et voile.

Figure VI.9 : Définition des charges et des combinaisons

Figure VI.10 : Définitions des diaphragmes.

Figure VI.11 : Différents types d'appuis

Figure VI.12: modélisation en 3D dans le SAP2000 (variante 1 : structure en planchers à corps creux)

Figure VI.13: modélisation en 3D dans le SAP2000 (variante 2: structure en dalle pleine)

Figure VI.14 : Limite des décrochements en plan

Figure VI.15: Limites des décrochements en élévation

Figure VI.16: diagramme du spectre de réponse de première variante (Programme du RPA)

Figure VI.17: position des voiles en plan et en 3D

Figure VI.18 : 1^{er} mode de translation suivant l'axe x-x (Première variante)

Figure VI.19 : 2^{ème} mode de translation suivant l'axe y-y (Première variante)

Figure VI.20 : 3^{ème} mode de torsion (Première variante).

Figure VI.21: Diagramme du spectre de réponse de deuxième variante (Programme du RPA)

Figure VI.22: position des voiles en plan et en 3D

Figure VI.23: 1^{er} mode de translation suivant l'axe x-x (Deuxième variante)

Figure VI.24: 2^{ème} mode de translation suivant l'axe y-y (Deuxième variante).

Figure VI.25: 3^{ème} mode de torsion (Deuxième variante).

CHAPITRE VII

Figure VII.1: secteur graphique représente différents poids

Figure VII.2: Variation de système de contreventement

Figure VII.3: Variation de la période.

Figure VII.4: Variation de l'effort tranchant

Figure VII.5: Variation de déplacement (UX)

Figure VII.6: Variation de déplacement (UY)

Figure VII.7: plancher à corps creux (terrasse inaccessible)

Figure VII.8: plancher en dalle pleine (terrasse inaccessible)

Figure VII.9: Schémas de ferrailage des poutres principales (35×45)

Figure VII.10: Schémas de ferrailage des poutres secondaire (30×40)

Figure VII.11: Schémas de ferrailage des poutres noyées (60×20)

Figure VII.12: Schémas de ferrailage des poutres secondaire (30×35)

Figure VII.13 : variation de quantité de fer

Figure VII.14 : variation de quantité de béton

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1 : récapitulatif des sections des poteaux

Tableau II.2 : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible en corps creux

Tableau II.3: Evaluation des charge du plancher étage courant et RDC en corps creux

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

Tableau II.5 : Evaluation des charge du plancher étage courant et RDC en dalle pleine

Tableau II.6 : Evaluation des charges du balcon en dalle pleine

Tableau II.7 : Evaluation des charges de la paillasse

Tableau II.8: Evaluation des charges du palier de repos

CHAPITRE III

Tableau III.1: Charges supportées par les poutrelles

Tableau III.2: récapitulatif des Moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU (étage courant poutrelle type1)

Tableau III.3 : récapitulatif des Moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS (étage courant poutrelle type1)

Tableau III.4: récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU (terrasse inaccessible poutrelle type1)

Tableau III.5 : récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS (terrasse inaccessible poutrelle type1)

Tableau III.6 : récapitulatif des Moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU (étage courant poutrelle type2)

Tableau III.7: récapitulatif des Moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS (étage courant poutrelle type2)

Tableau III.8: récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU (terrasse inaccessible poutrelle type2)

Tableau III.9 : récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS (terrasse inaccessible poutrelle type2)

Tableau III.10 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS

Tableau IV.2 : Moments max et choix ferrailage terrasse inaccessible

Tableau IV.3 : Moments max et choix ferrailage étage courant et RDC

CHAPITRE V

Tableau V.1: charge permanente et charge d'exploitation d'escalier

Tableau V.2: Récapitulation des combinaisons d'action

Tableau V.3: Récapitulation des moments et efforts tranchants

Tableau V.4: Récapitulation du ferrailage des escaliers

Tableau V.5: ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE VI

Tableau VI.1: Coefficient d'Accélération de zone d'après RPA99 version 2003

Tableau VI.2: Valeur de ξ (%)

Tableau VI.3: Valeur de T_1 et T_2

Tableau VI.4: valeurs des pénalités P_q

Tableau VI.5: Résumé des paramètres du spectre de réponse.

Tableau VI.6 : Pourcentage des participations massique et modale de première variante

Tableau VI.7: Vérification de la résultante de la force sismique de première variante

Tableau VI.8 : Vérification des déplacements horizontaux du 1^{er} variante

Tableau VI.9: Vérification de l'effort normal

Tableau VI.10: vérification $P-\Delta$ de première variante

Tableau VI.11: Pourcentage des participations massique et modale de deuxième variante

Tableau VI.12: Vérification de la résultante de la force sismique de deuxième variante

Tableau VI.13: Vérification des déplacements des déplacements horizontaux de la 2^{ème} variante

Tableau VI.14: vérification de l'effet $P-\Delta$ de deuxième variante

CHAPITRE VII

Tableau VII.1: différence de poids

Tableau VII.2: différence de système de contreventement des deux structures

Tableau VII.3: différence de la période

Tableau VII.4: différence de pourcentage des participations massique et modale des deux structures

Tableau VII.5: différence de la résultante de la force sismique

Tableau VII.6: différence des déplacements horizontaux UX ; UY

Tableau VII.7: différence de ferrailage des planchers

Tableau VII.8: ferrailage des poutres de la première variante: plancher à corps creux (terrasse inaccessible)

Tableau VII.9: ferrailage des poutres de la deuxième variante: dalle pleine (terrasse inaccessible)

Tableau VII.10: Récapitulatif de ferrailage des éléments constituant du plancher à corps creux de terrasse inaccessible

Tableau VII.11: calcul de la quantité de fer pour la dalle de compression

Tableau VII.12: calcul de la quantité de fer pour les poutrelles

Tableau VII.13: calcul de la quantité de fer pour les poutres (poutre principale, poutre secondaire)

Tableau VII.14: Quantité du fer totale du plancher à corps creux (terrasse inaccessible)

Tableau VII.15: récapitulatif de ferrailage des éléments constituant du plancher à dalle pleine de terrasse inaccessible

Tableau VII.16: calcul de la quantité de fer pour les poutres noyée

Tableau VII.17: calcul de la quantité de fer pour les poutres secondaire

Tableau VII.18: calcul de la quantité de fer pour la dalle pleine

Tableau VII.19: Quantité du fer totale du plancher à dalle pleine (terrasse inaccessible)

Tableau VII.20: calcul de la quantité de béton pour les poutres et les poutrelles

Tableau VII.21: calcul de la quantité de béton pour la dalle de compression

Tableau VII.22: Quantité du béton : plancher à corps creux (terrasse inaccessible)

Tableau VII.23: calcul de la quantité de béton pour la dalle pleine

Tableau VII.24: calcul de la quantité de béton pour les chainages

Tableau VII.25 : Quantité du béton : dalle pleine (terrasse inaccessible)

LISTES DES SYMBOLES ET NOTATIONS

- A** : Section du ferrailage tendu
- A_{min}** : Section minimale des armatures
- A_{st}** : Section du ferrailage choisie
- ACC** : Combinaison accidentelle
- b** : base d'un élément
- B, S** : Section d'un élément en béton
- B_r** : Section réduite du poteau
- D** : Facteur d'amplification dynamique
- d** : Hauteur utile
- E** : Charge sismique
- E_{ij}** : Module d'élasticité instantané
- E_{vj}** : Module d'élasticité différé
- E_i** : Module de Young
- ELU** : Etat limite ultime
- ELS** : Etat limite service
- ELA** : Etat limite accidentelle
- e** : Epaisseur d'un élément
- f** : flèche
- FA** : Force accidentelle
- f_{cj}** : Effort de compression a « j » jour
- f_{c28}** : Effort de compression a 28 jours
- f_{tj}** : Effort de traction a « j » jour
- F_p** : Forces horizontales
- f_e** : Limite d'élasticité de l'acier
- G** : Charges permanentes

g : Giron (escalier)

h : Hauteur d'un élément

I : Moment d'inertie

L : Longueur d'un élément

l : Largeur d'un élément

L_f : Longueur de flambement

M : Moment exercé sur un élément

M₀ : Moment statique.

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appui

M_r : Moment de référence

M_u : Moment ultime

M_{ser} : Moment service

N : Effort normal exercée sur un élément

N_u : Effort ultime

N_{ser} : Effort service

Q : Charges d'exploitations

q : Charges réparties sur un élément

Q_x; Q_y : Facteurs de qualité suivant x et y

R : Coefficient de comportement

s : Espacements entres armatures

T : Période fondamentale de la structure

T, V : Effort tranchant exercée sur un élément

T₁; T₂ : Températures minimale et maximale respectivement

W : Poids d'un élément

Y : Position de l'axe neutre

α : Angle.

β : Coefficient de pondération.

γ : Poids volumique

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

δ : Espacements de cadres

ε : Déformation relative

ζ : Coefficient de poisson

η : Coefficient de fissuration

λ : Elancement géométrique

μ : Moment réduit

σ_{bc} : Contrainte de béton

σ_s : Contrainte de l'acier

τ : Contrainte tangentielle

ρ : Masse volumique

Introduction générale

La conception des ouvrages parasismiques est compliquée par la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par la réglementation, et l'économie imposée par l'augmentation des coûts de construction.

Les planchers sont des éléments prédominant dans la construction d'un bâtiment grâce à leurs caractéristiques mécaniques dans leurs rôles porteurs. Ils sont l'un des éléments les plus importants de la superstructure, ils offrent une surface plane sur laquelle il est possible de circuler ou d'entreposer les marchandises ou encore sous lesquels il sera possible de s'abriter.

La plupart des constructions font appel à des dalles pour ces fonctions: sont sous formes de dalles en béton uniquement, soit encore sous forme de planchers mixtes (aciers béton, bois béton). Le présent mémoire a pour objectif d'effectuer une étude et une analyse détaillée des planchers. Ainsi, nous avons présenté les principaux types des planchers avec leurs avantages et inconvénients, avec une étude des deux structures (bâtiment avec plancher en corps creux et bâtiment plancher dalle pleine) à usage d'habitation constitue d'un sous-sol, un RDC et 9 étages multiple, implanté à Ain Témouchent, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité ; zone II a.

Enfin, nous proposons d'élaborer une étude comparative entre ces deux structures planchers : à corps creux et dalle pleine, cette comparaison porte tous les types de vérification selon le règlement parasismique algérien, avec une estimation de quantité de béton dans chacune de structure.

I.1. Introduction :

Les éléments de structure peuvent être classés en plusieurs groupes :

- Les éléments de structure contenus dans un plan horizontal qui transmettent les charges par flexion :
 - Les planchers reçoivent des charges qu'ils transportent vers des poutres.
 - Les poutres écoulent les charges des planchers vers les poteaux.
- Les éléments de structure verticaux :
Les voiles et les poteaux descendent les charges des poutres vers les fondations.
-
- Les éléments de structures qui assurent la transmission et la descente des charges par compression comme : arc articulés, arc encastrés, les voûtes, les coques.

I.2. Définition du plancher :

C'est l'un des éléments les plus importants de la superstructure, ils offrent une surface horizontale, plane, dont deux dimensions sont grande par rapport à la troisième que l'on appelle épaisseur, sur laquelle il est possible de circuler, d'entreposer des marchandises et de s'abriter.

Un plancher est un élément porteur supportant le sol d'un étage, il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment (mur, poteaux), il constitue une aire de séparation entre les niveaux d'un bâtiment, dont la partie supérieure porte le sol et la partie inférieure forme le plafond de l'étage du dessous. Il est également une couverture de l'espace intérieur.

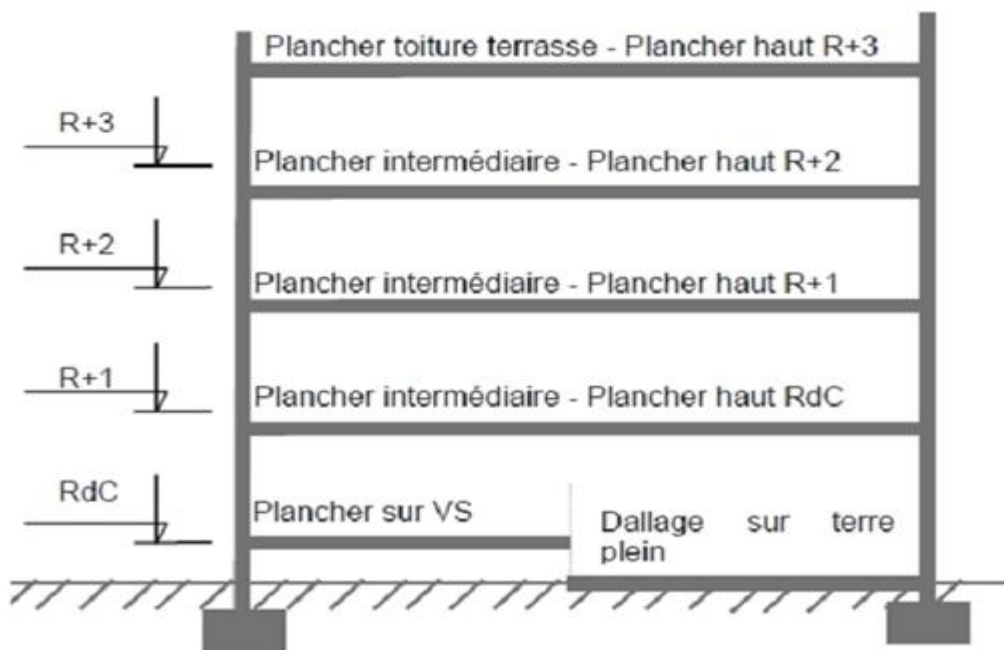


Figure I.1 : Différents niveaux

Selon le type d'habitation (logement individuel, collectif, bâtiment industriel tertiaire) et le modèle constructif (structure en bois, en béton, en acier), un plancher peut être réalisé en **béton armé**, en **acier**, ou en **bois**.

Il est conçu avec des matériaux de résistance mécanique apte à résister aux efforts.

Les planchers prennent appui, soit sur :

- Les murs de façade.
- Les refends transversaux et les murs pignons.
- Les refends longitudinaux et murs de façade.
- Les poutres de rive.
- Les poutres intérieures.
- Des points appuis isolés (poteaux).
- Les murs et les poutres.

I.3. Compositions du plancher :

Les planchers se composent de trois parties:

- **La partie portante** : constituée de solive en bois, poutrelle métallique, poutrelle préfabriquée en béton armé ou précontraint, ainsi que le hourdis de remplissage; les dalles en béton armé, pleines ou à nervures, etc.
Ces éléments sont horizontaux et séparent les étages d'une construction mais peuvent également être à gradins ou inclinés (salles de spectacle, rampes d'accès pour parking)
- **Le revêtement** : constituant le sol fini, reposant sur l'ossature portante: carrelage, parquet en bois, dallages coulé sur place, revêtements synthétiques (sol stratifié, PVC), etc.
- **Le plafond** : réalisé sous l'élément porteur, revêtu de plâtre, de bois ou plaques préfabriquées en matériaux de tous genres (faux plafond), etc.

I.4. Caractéristiques du plancher :

Quelle que soit sa composition, un plancher remplit un rôle structurel et un rôle de protection. Il doit pouvoir répondre à des exigences techniques particulières :

- Il doit être robuste et durable. La structure porteuse d'un plancher doit être capable de supporter sans fléchir des charges de nature différente : son propre poids, le poids des murs et de cloisons, les charges d'exploitation et les charges mouvantes. L'estimation de ces charges relève d'un calcul complexe, sous la compétence d'un bureau d'études.
- Il doit être en liaison avec les éléments porteurs verticaux du bâtiment (murs, poteaux).
- Il doit être étanche à l'air, au feu et aux effractions.
- Il doit être isolant et contribuer à l'amélioration des performances thermique et acoustique du bâtiment.

- Il doit autoriser le passage de gaines techniques et de tuyauteries.
- Il doit présenter un aspect esthétique en sous face lorsqu'il est réalisé entre deux niveaux d'habitation.
- Conserver une certaine élasticité dans des limites acceptables afin que la flèche soit minimales, sans atteindre une rigidité excessive qui nécessiterait des poutres hautes et encombrantes.
- Avoir un poids modeste pour réduire le plus possible la charge permanente.
- Résister au feu.
- Conserver dans le temps ses qualités physiques, mécaniques, son aspect et sa planéité.
- Pouvoir être construit facilement pour ne pas retarder la réalisation de l'ensemble de l'ouvrage.
- Être économique (on utilise intelligemment les caractéristiques des matériaux).

I.5. Fonctions principales du plancher :

➤ **Fonction structurale (stabilité) :**

La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre et aux surcharges prévues par les règlements en vigueur. Le poids propre comprend, le poids de l'élément porteur lui-même, le poids du revêtement et celui du plafond. Les surcharges à admettre, dans le calcul des planchers, sont fixées par les règlements.

A ces charges doit être ajouté le poids des cloisons et séparations intérieures.

- Reçoit les charges horizontales (vents, séisme) et contribue grandement dans la distribution de ces derniers aux éléments de contreventement.
- Reçoit également les charges verticales (poids propre, cloisons, installations...) et les transmet aux porteurs verticaux. Il participe donc à la stabilité de l'ensemble du bâtiment.
- Le plancher doit aussi résister à l'action contiguë de l'humidité ambiante et des vibrations (sonores, notamment).
- Enfin le plancher doit être durable c'est-à-dire résister sans dégradations et sans modification de ces propriétés mécaniques à l'ensemble des sollicitations aux quels il est soumis, et ce, durant un laps du temps suffisamment long.

➤ **Fonction contrôle du milieu (isolation thermique, phonique et l'étanchéité) :**

Le plancher est requis d'assurer une protection efficace aux usagers une protection thermiques et acoustique :

- **La protection acoustique** : comporte deux aspects :
 - La protection contre les bruits aériens qui sont assurée essentiellement par la masse du plancher, le volume de local de réception et des locaux adjacents, la surface de séparation, le temps de réverbération apportent des facteurs de correction.

- La protection contre les bruits d'impact sur le plancher qui est assurée par des revêtements de sol et des couches isolantes entre le plancher et le revêtement, l'indépendance de la chape flottante par rapport à la structure est indispensable.
- **Une protection thermique** a chaque fois que le plancher sépare des espaces soumis à des régimes de températures différents (sous toiture, sous comble, sous vide sanitaire...).
- L'isolation thermique n'est nécessaire que dans certains cas :
 - Lorsque le plancher est en contact avec l'extérieur.
 - Lorsque les locaux doivent être indépendants thermiquement.
- **La protection contre le feu** : des parties portantes doit atteindre la résistance F90 dans les bâtiments de trois niveaux et plus.
- Le système porteur doit être conçu de manière à ce que la défaillance d'un élément de la structure principale ou les effets de la dilatation thermique ne provoquent pas l'effondrement de l'ensemble ou des dommages disproportionnés dans les compartiments coupe-feu voisins.
- **Fonction de support (revêtement de sol, plafond ou équipement) :**
- **Support de revêtement de sol** : Le niveau supérieur de la partie portante du plancher dépend de l'épaisseur du revêtement à poser. Le niveau fini est toujours défini et correspond à celui où l'on marche.
- **Support de revêtement de plafond** :
 - Plafonnages et enduits: soit en ciment, plâtre ou autres.
 - Faux plafond: fixés ou suspendus
- Il a aussi une fonction de support pour les équipements tel que les conduites, les appareils d'éclairage, la ventilation, la détection incendie.

I.6. Classification des planchers :

- **Selon le schéma constructif :**
- **Plancher avec poutres apparentes** : dans ce cas, les poutres reposent parallèlement sur les éléments porteurs verticaux, sur ces poutres reposent les dalles et les systèmes de protection thermique et acoustique, cette solution a pour inconvénient la diminution de la hauteur utile à cause des retombés de poutres et empêche un bon éclairage naturel.
- **Plancher sans poutre apparentes** : dans le deuxième cas la dalle constitue l'élément porteur : armatures noyées à l'intérieur de la dalle
- **Selon le système porteur**: les planchers sont souvent classés en fonction de la disposition de leurs systèmes porteurs.
- Pour transmettre les charges aux porteurs verticaux, les planchers s'appuient sur différents types d'appui :

- **Appuis linéaires** : ce type d'appuis est assuré soit par des poutres en périphérie des différents panneaux de dalles soit au moyen de murs en maçonnerie (construction traditionnelles) ou plus généralement par des voiles ou noyaux en béton armé.

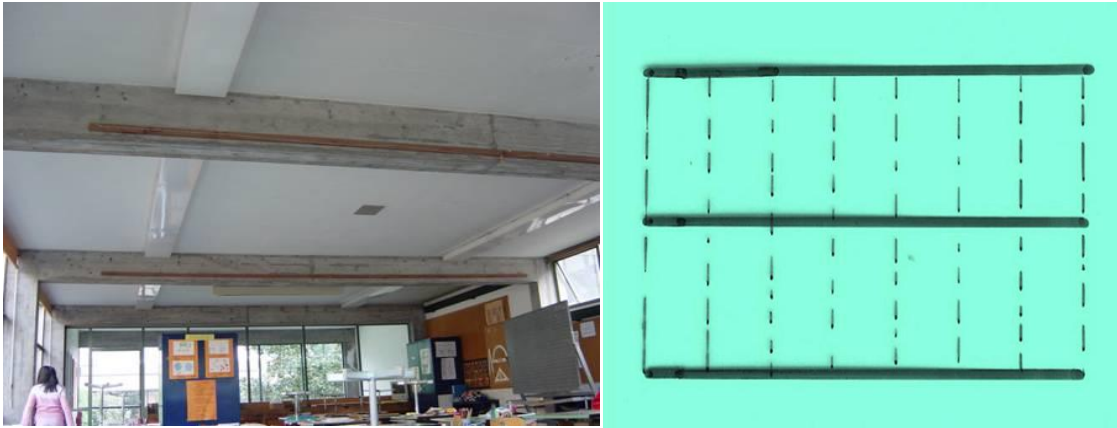


Figure I.2 : plancher sur murs de façades et refends

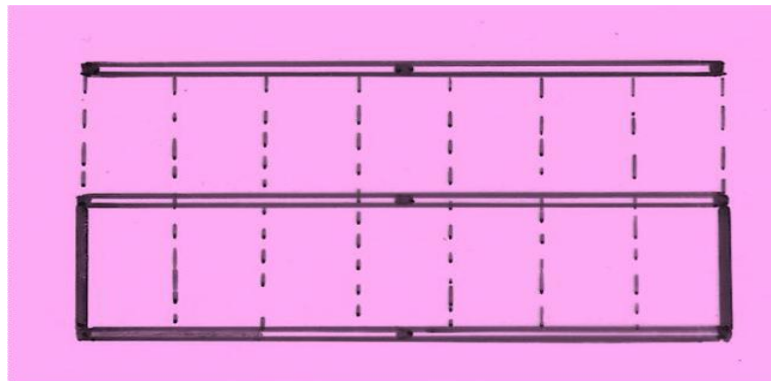


Figure I.3 : plancher sur poutres

- **Appuis ponctuels** : ce type d'appui est assuré au moyen des poteaux, colonnes en béton armé ou en acier ou également mixtes acier béton.

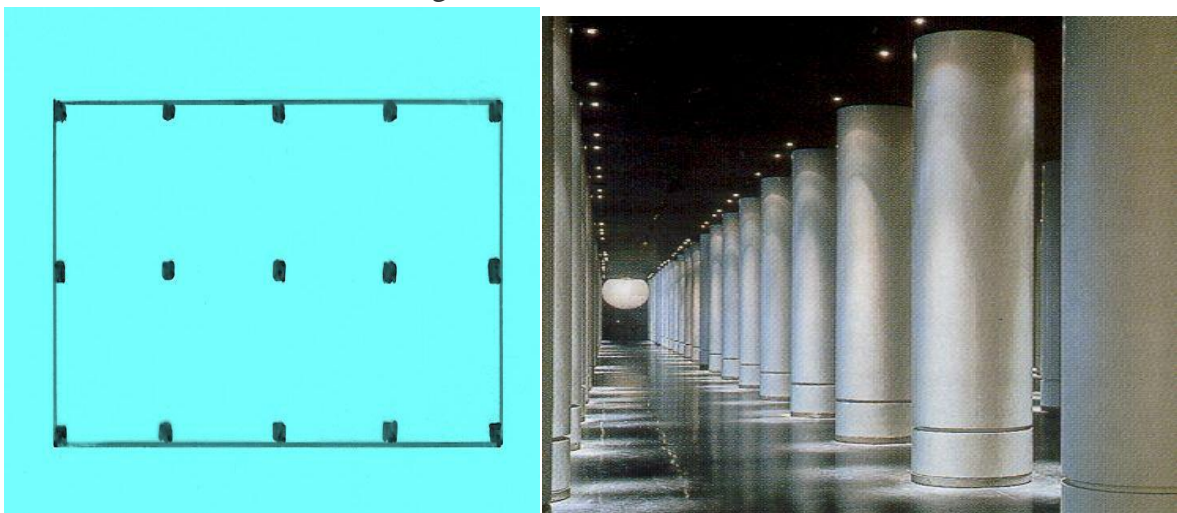


Figure I.4 : Appuis sur poteaux seuls

➤ **Selon le matériau de l'élément porteur :**

Les planchers peuvent être classés en fonction du matériau constitutif, on distingue alors:

- **Planchers en béton armé:** largement utilisés en construction moderne en raison de leur grande stabilité, résistance ainsi que leur faible coût.



Figure I.5 : Planchers en béton armé

- **Planchers en béton précontraint:** Ce type de plancher qui est en réalité très proche des planchers en béton armé offrent des portées très intéressantes. Seul inconvénient un léger surcoût par rapport aux dalles traditionnelles en béton armé.

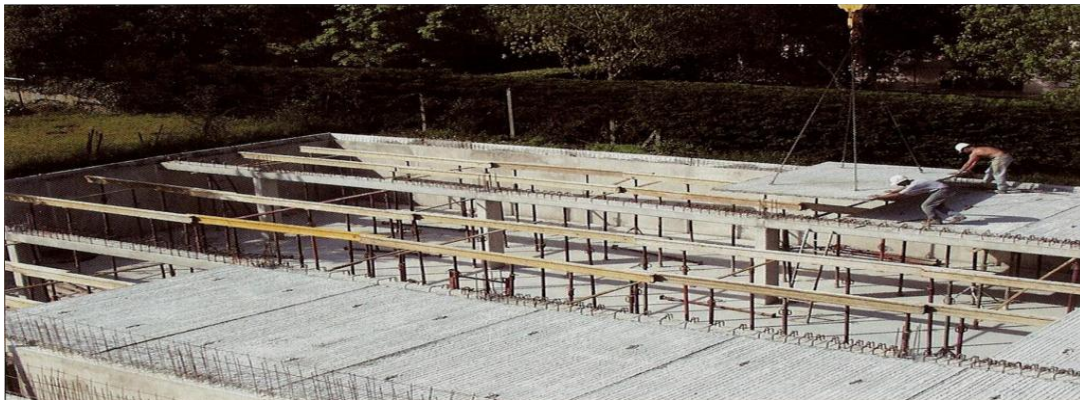


Figure I.6 : Planchers en béton précontraint

- **Les planchers en acier:** Largement utilisés dans les constructions industrielles et ouvrages d'art



Figure I.7 : Planchers en acier

- **Les planchers mixtes acier béton:** Très économiques car alliant les avantages du béton et de l'acier en même temps. Seul inconvénient la nécessité d'un faux plafond suspendu ainsi qu'une mauvaise tenue au feu si des dispositions particulière ne sont pas prises.



Figure I.8 : Planchers mixtes acier béton

- **Planchers en bois:** très utilisés en construction traditionnelle



Figure I.9 : Planchers en bois

I.7. Les principaux types des planchers :

Il y a une multitude de système de plancher dans le domaine de construction. Parmi ces types nous citons :

I.7.1. Les planchers à corps creux :

➤ **Définition :**

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- **les corps creux ou "entrevous"** en béton, en terre cuite ou en polystyrène sont disposés entre les poutrelles, les uns à côté des autres. qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings)
- **les poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- **une dalle de compression armée ou "hourdis"** coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal



Figure I.10 : plancher a corps creux

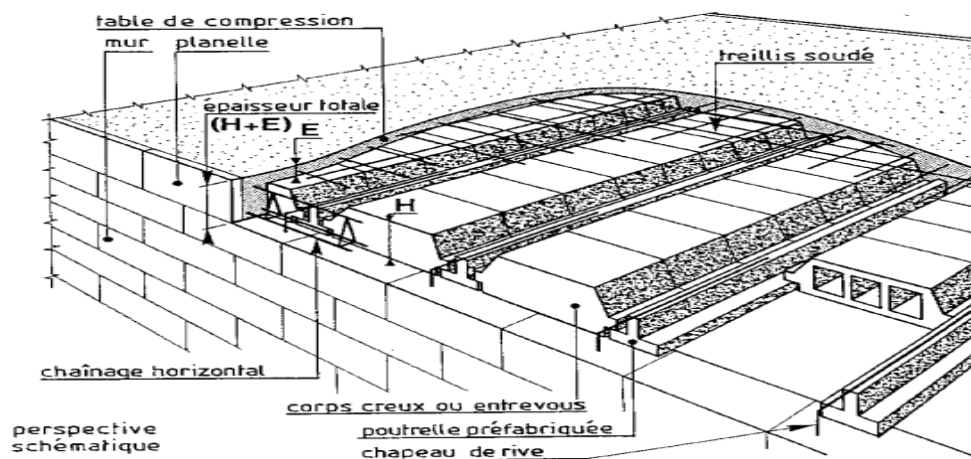


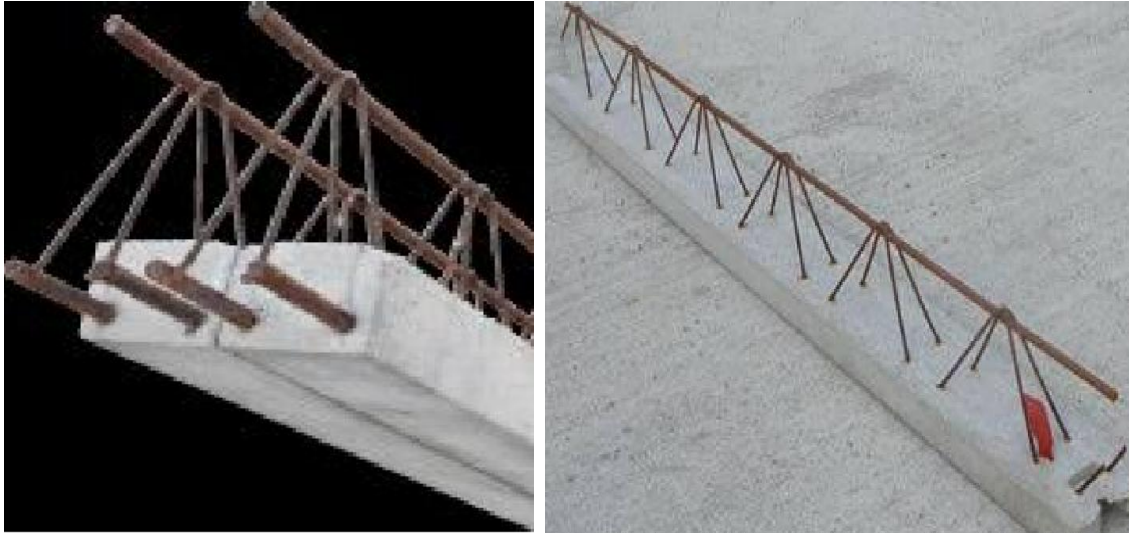
Figure I.11 : les éléments principaux d'un plancher à corps creux

➤ **Les poutrelles :**

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

On trouve toute une gamme de poutrelles préfabriquées sur le marché:

- poutrelle en béton précontraint par fils adhérents.
- poutrelle en béton armé.
- poutrelle treillis.



POUTRELLES PREFABRIQUEES

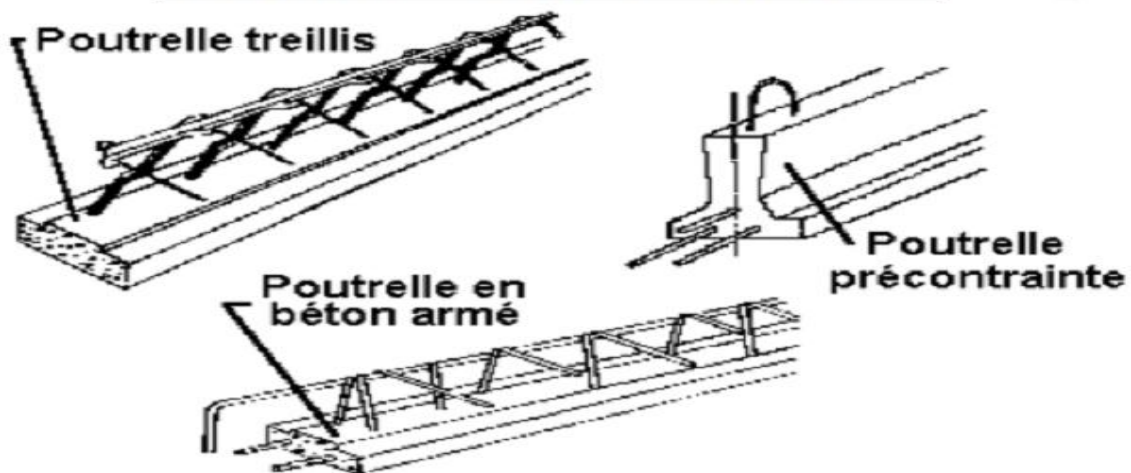


Figure I.12 : les différents types de poutrelles

➤ **Les entrevous (hourdis) :**

Le rôle des entrevous consiste au départ à supporter le poids de la dalle de compression en phase de coulage.

Ce sont donc des éléments de coffrage perdu. Mais on peut aussi leur octroyer un rôle d'isolant.

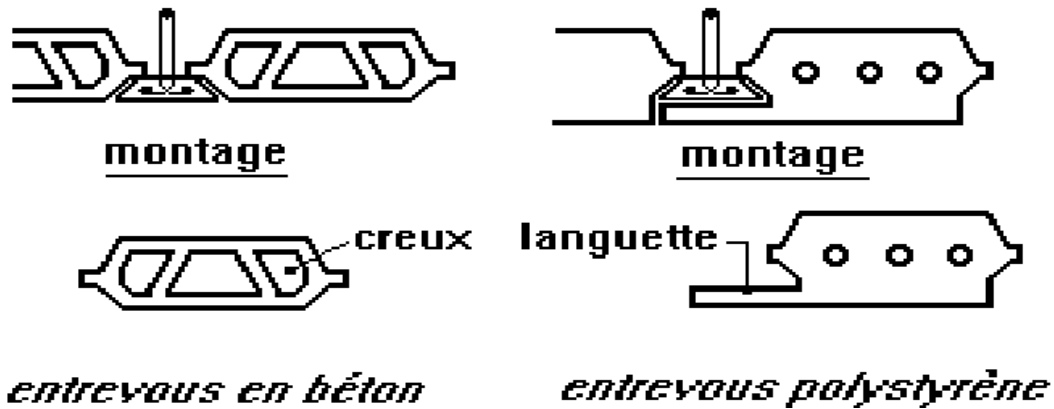


Figure I.13 : Schémas des entrevous en béton et des entrevous en polystyrène

Il faut savoir que les entrevous n'ont pas de rôle mécanique et que ce type de plancher travaille comme un plancher nervuré.



Figure I.14 : partie résistante du plancher

Généralement les entrevous sont en béton de petits granulats. Mais, on trouve aussi dans le commerce des entrevous en terre cuite ou en polystyrène (isolation thermique).

La hauteur des éléments en béton varie de 9 à 30 cm suivant la portée du plancher.

La largeur varie de 16 à 21 cm. La longueur est constante et correspond à un espacement des poutrelles de 60 cm.

➤ **La table de compression :**

Le hourdis est l'âme de ce type de plancher. Il a généralement une épaisseur supérieure à 4 cm.

Cette dalle de compression qui est coulée en place sur les entrevous et les poutrelles doit être correctement armée.

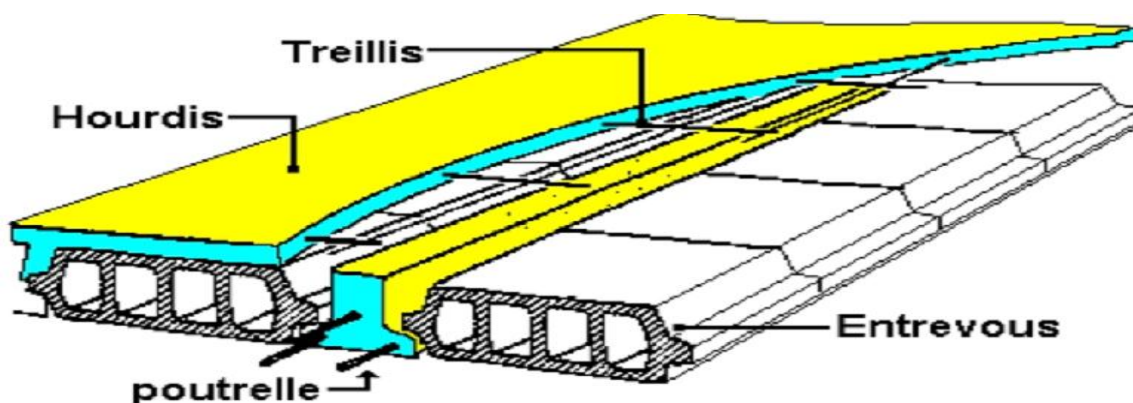


Figure I.15 : la table de compression

➤ **Mise en œuvre des planchers en corps creux :**

Les poutrelles sont tout d'abord posées sur les porteurs. Leur bon écartement est assuré par la mise en place d'entrevous à chaque extrémité des deux poutrelles pour donner l'espacement exact à respecter.

Ensuite, on pose des bastinges soutenues par des étais sous les poutrelles afin de leur permettre de supporter la mise en œuvre du hourdis.

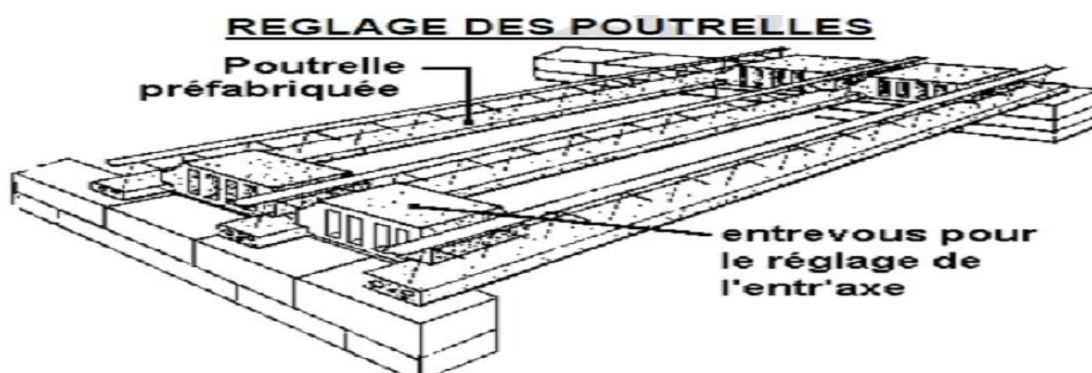


Figure I.16: dispositions des poutrelles

➤ **Mise en place des entrevous (hourdis):**

Une fois l'ensemble des poutrelles positionnées, il faut ensuite étayer toutes ces poutrelles en leur milieu. Ensuite on pourra positionner tous les hourdis entre les poutrelles.



Figure I.18 : mise en place les hourdis.

➤ **Mise en place du treillis et coulage de la dalle :**

Avant le coulage de la dalle on pose le ferrailage nécessaire, ensuite on placera un treillis soudé sur toute la surface de la dalle, au dessus du plancher de hourdis.

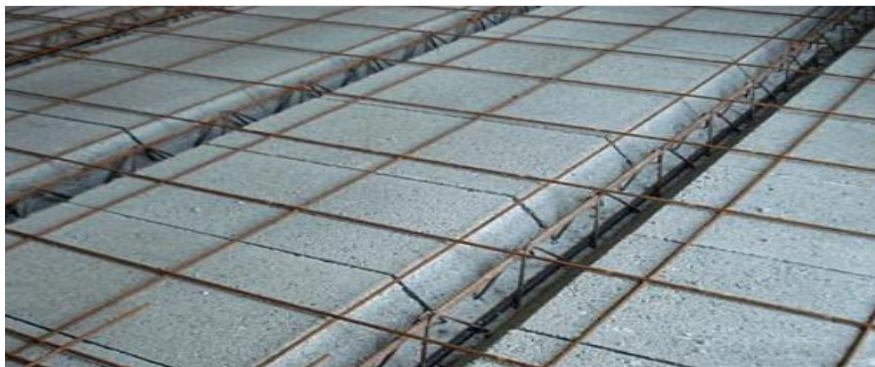


Figure I.19 : Mise en place du treillis soudé.

Une fois toutes les ferrailles mises en place, on pourra commencer le coulage de la dalle.



Figure I.20: Phase Coulage de la dalle.

I.7.2. Dalle pleine :

➤ Définition :

La dalle pleine, appelé aussi « dalle massive » est une plaque dont l'épaisseur est petit par rapport à ses autres dimensions. Son épaisseur « h » varie entre $1/10$ à $1/35$ de la grande portée L.

Dans les bâtiments courants, elle varie entre 12cm et 20cm. Dans les bâtiments industriels, cette épaisseur est souvent plus forte.

Ce type est très courant car, il permet une grande souplesse dans les portées et les formes, en particuliers la facilité des divers percements.

La dalle pleine nécessite un coffrage sur toute sa surface, ce qui provoque une consommation importante un désavantage. Les portées courantes de ces dalles L sont de 6cm à 7cm.

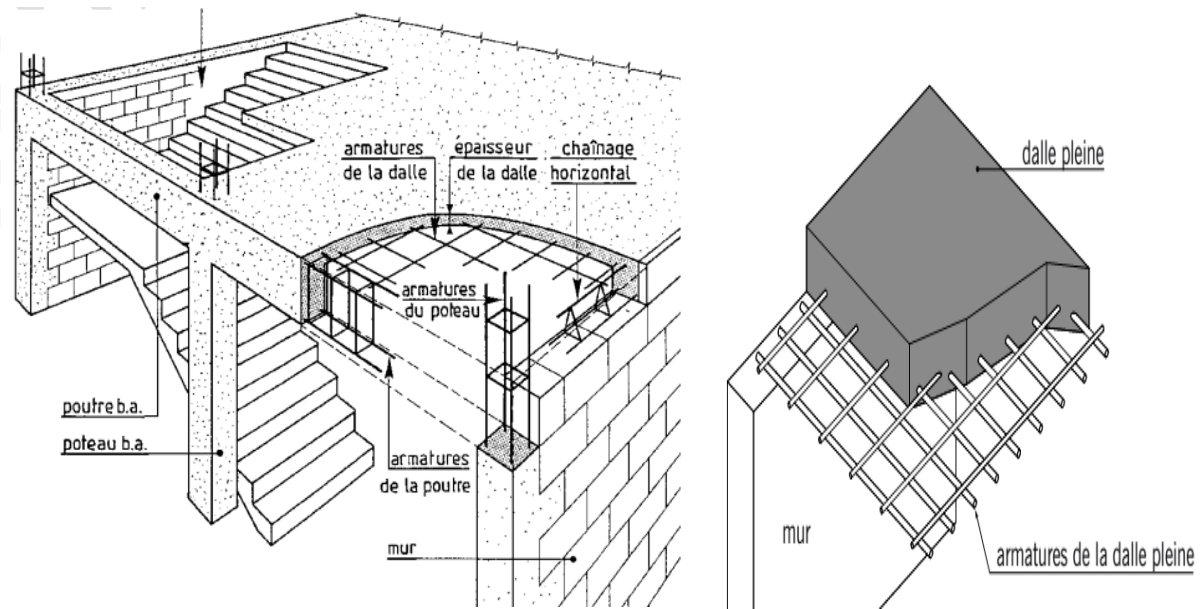


Figure I.21: dalle pleine.

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.



Figure I.22: Planchers en dalle pleine

➤ **Dalles coulées en place:**

Disposition des armatures (Figure I.23). Les planchers sont généralement armés comme ci-dessous en fonction de leur chargement et des liaisons aux appuis.

- En zone courante: En partie basse, un treillis à calculer.
- Aux appuis: Des aciers en chapeau.
- Aux rives: un chaînage tout autour du plancher.

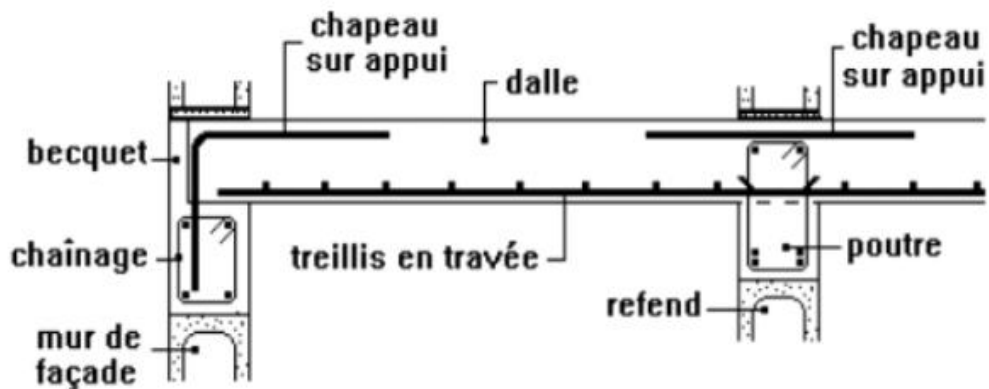


Figure I.23 : Disposition des armatures dans les dalles

➤ **Mise en œuvre du béton :**

Le béton est coulé sur un coffrage préalablement mise en place. Avant la phase de coulage, on a positionné les armatures. Le coffrage doit rester en place tant que le béton n'est pas assez résistant pour se tenir seul. Puis, après son démontage et pendant une vingtaine de jours, on laissera des étais sous la dalle afin d'éviter le fluage du béton.

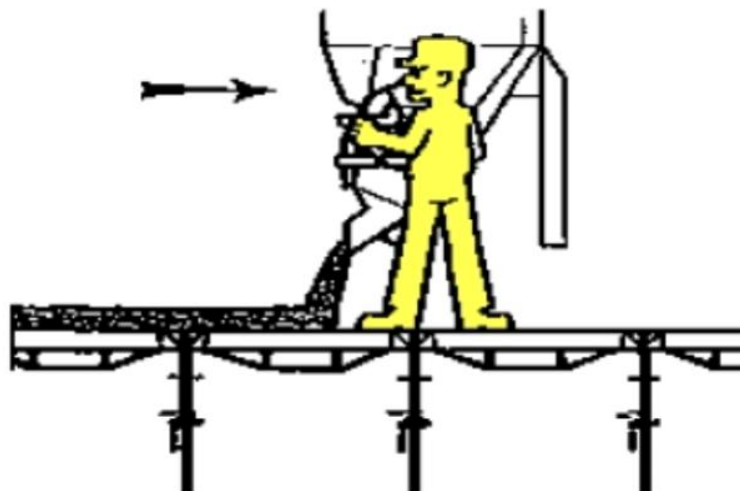


Figure I.24 : Mise en œuvre du béton



Figure I.25: les armatures dalle pleine

I.7.3. Les planchers alvéolés :

➤ Définition

Les dalles alvéolées sont des produits préfabriqués structurels, préfabriqués en usine, qui comportent des évidements longitudinaux disposés à intervalles généralement réguliers dénommés alvéoles.

Les dalles alvéolées sont généralement en béton précontraint, d'épaisseur comprise entre 12 et 40cm, de largeur standard 1,20 m et de longueur pouvant aller jusqu'à 20 m.



Figure I.26 : plancher dalle alvéolée

Les dalles alvéolées sont posées jointivement puis assemblées par un béton de clavetage dans les joints et associées ou non à une dalle collaborant coulée en œuvre.

Ces dalles précontraintes allégées et d'épaisseur réduite permettent de franchir des portées exceptionnellement élevées.

Les grands volumes ainsi dégagés, grâce à l'utilisation de ce type de plancher, permettent une très grande latitude dans l'aménagement intérieur des locaux.

L'utilisation de la dalle alvéolée est particulièrement indiquée dans :

- les constructions industrielles.
- les locaux commerciaux.
- les parkings.
- les immeubles de bureaux.
- les groupes scolaires

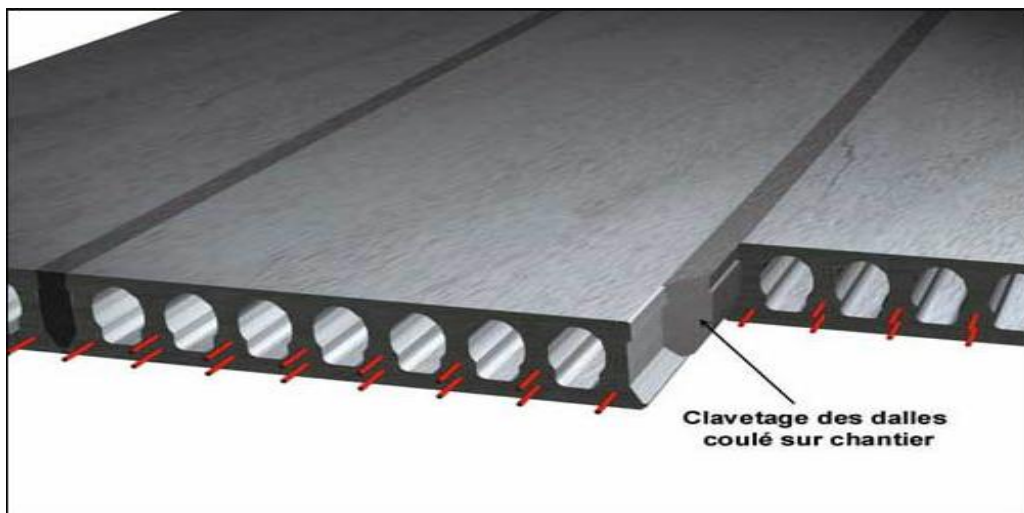


Figure I.27 : dalle alvéolée sans table de compression

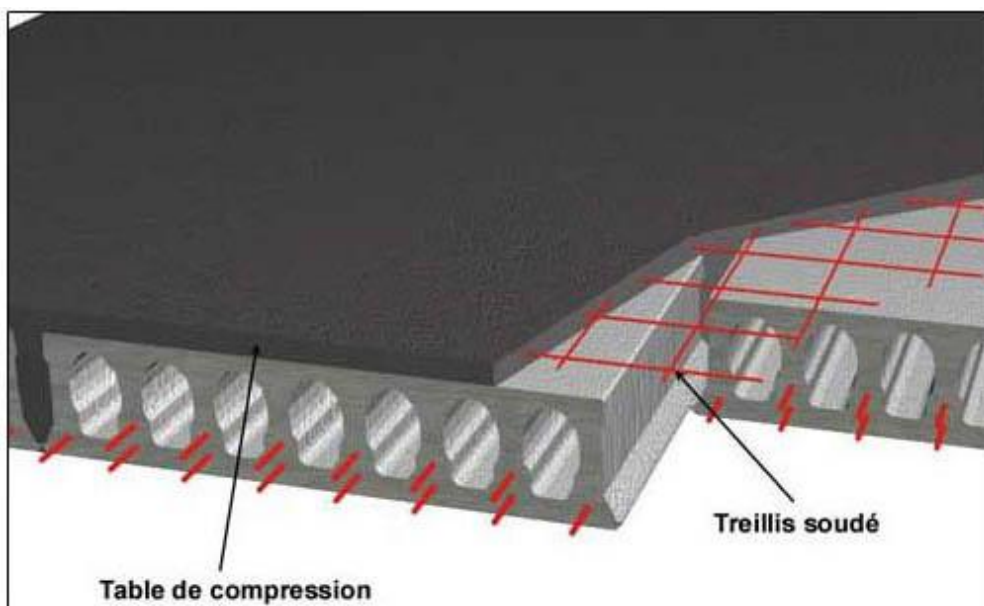


Figure I.28 : dalle alvéolée avec table de compression

I.7.4. Les planchers à prédalles :

➤ Définition :

La prédalle est une dalle mince crantée préfabriquée en usine composée d'armatures en acier, elle a une taille standard de 2,50 m. Une prédalle est un élément de coffrage résistant de plancher. Elle peut être en béton précontraint ou armé. Elle est souvent utilisée pour construire les planchers de logements collectifs et de bâtiments non résidentiels en raison de la rapidité de sa mise en œuvre et des moyens importants du système de levage. Elle bénéficie d'une portée pouvant atteindre 10 m. La technique concurrente à la prédalle est la construction sur dalle pleine.



Figure I.29 : plancher à prédalles

➤ Mise en œuvre :

- La mise en œuvre des prédalles s'effectue à la grue, à l'aide de palonniers

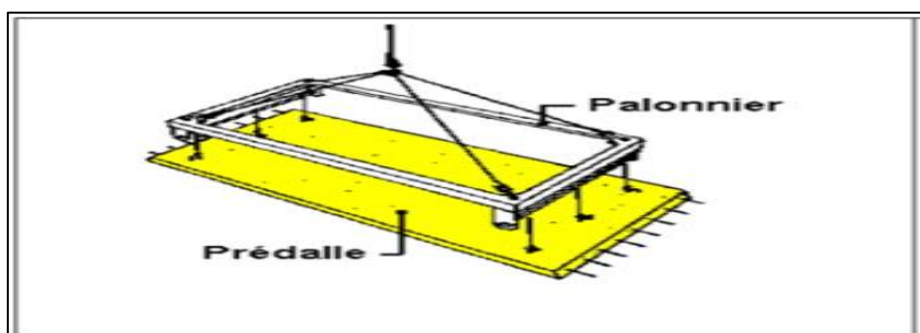


Figure I.30 : mise en œuvre par palonnier

- les prédalles sont posées bord à bord, le joint devant être, dans tous les cas inférieur à 10 mm.
- On pose un treillis à la jonction de 2 prédalles afin d'assurer la continuité transversale.
- On pose les chapeaux aux appuis.

- Le reste du béton (hourdis) est coulé sur les prédalles.
- L'étalement nécessaire, auto stable et convenablement contreventé, sera réglé de niveau avant la pose des prédalles.

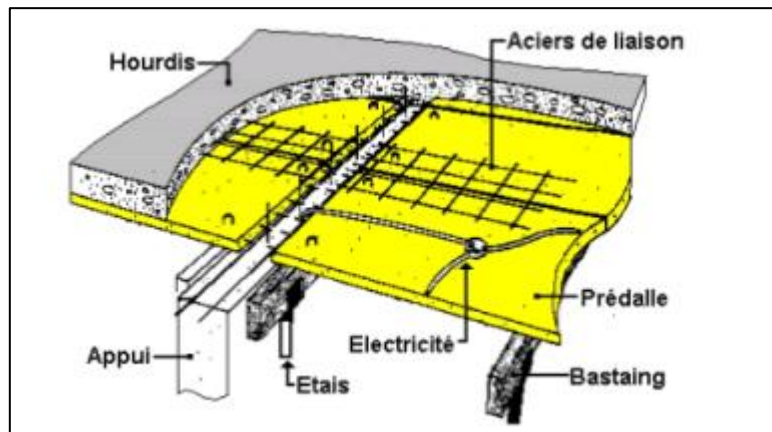


Figure I.31 : Mise en œuvre des prédalles

➤ Les avantages de la Prédalles face à la dalle pleine

L'utilisation de Prédalles pour construire un plancher possède plusieurs avantages :

- La mise en œuvre est plus rapide avec l'utilisation de prédalle car aucun dispositif de coffrage n'est nécessaire. C'est la Prédalles elle-même qui sert d'élément coffrant.
- Moins de files d'étais nécessaires à la construction du plancher. Il y a donc moins de matériel à stocker sur chantier
- Le dé étalement est plus rapide avec l'utilisation de prédalles, qu'une construction sur dalle pleine

I.7.5. Les dalle champignons :

➤ Définition :

Les dalles champignon sont des dalles pleines reposant sur des points d'appuis isolés constitués par des poteaux et comme les poteaux ont la tête évasée. Ce système de plancher permettant d'atteindre des portées de 16 m sans retombées de poutres.

Il est adopté lorsqu'on a besoin d'un espace libre important sans murs avec simplement les piliers et les planchers et lorsqu'on veut éviter la présence de poutres apparentes

Ce type des planchers est préconisé en particulier pour les parkings.



Figure I.32 : dalle champignon

Dans le cas de plancher champignon, l'augmentation progressive de la section du poteau en tête s'appelle chapiteau. Le chapiteau présente une forme homothétique à celle du poteau pour une distribution régulière des forces.

L'écartement des poteaux varie de 8 à 12 m dans chaque sens, et l'épaisseur de la dalle varie de 22 à 35 cm.

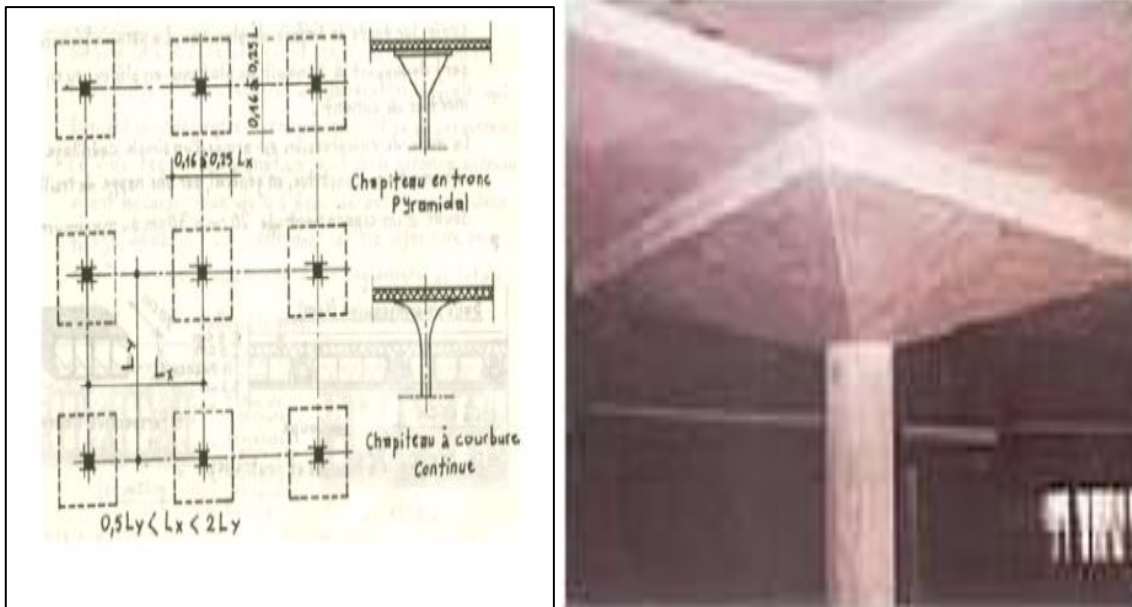


Figure I.33 : Illustration d'une dalle champignon

I.7.6. Les planchers en bois :

➤ Définition:

Le plancher en bois est un plancher dont les éléments porteurs sont constitués par des poutres et des solives en bois.

C'est le plus ancien, très répandu aussi bien dans les constructions en bois qu'en pierre ou en brique, pour ces nombreux avantages. Composée d'éléments en bois (panneaux) reposant sur une structure porteuse primaire.

La solive: longue pièce de bois, horizontale, de section carrée ou rectangulaire, supportant les différents éléments qui constituent le platelage du plancher.

La solive repose à ses extrémités sur un mur ou une poutre selon l'importance et la configuration du plancher. On appelle solivage l'ensemble de solives d'un plancher.



Figure I.34 : Planchers par solivage

➤ Planchers en Bois Massif :

Les planchers en bois massif sont composés de planches de second choix ayant des propriétés mécaniques variables et provenant de bois de pays disponibles en grande quantité. Ces planches sont posées sur chant et jointives. L'assemblage peut être réalisé par clouage ou par collage.

La possibilité de jointoiement des planches à leurs extrémités et la rigidité du système permettent de franchir des portées supérieures à celles des solivages (3 à 8 m).

Les planchers en bois massif ne sont pas déformables dans leur plan. Ils participent au contreventement des murs. La massivité du bois ainsi que ses caractéristiques thermo hygrométriques permettent aux planchers en bois massif d'apporter une bonne réponse au confort thermique d'été et au traitement acoustique du local.

La sous face du plancher est généralement fini et ne nécessite pas la réalisation d'un plafond complémentaire.

Afin d'améliorer l'isolation phonique, les planchers peuvent recevoir en partie supérieure des couches complémentaires (panneaux en bois, plaques de plâtre pour sol, chapes en béton...) formant un plancher flottant. Les variations dues à l'humidité et en particulier le retrait des planches sont toujours un problème important à prendre en compte.

On peut aisément réaliser des porte-à-faux dans le sens de portée des planches.

Les planchers en bois massif se prêtent bien à la réalisation de planchers mixtes bois et béton.



Figure I.35: plancher en bois massif

➤ **Clouage :**

Dans les planchers en bois massif cloués, les clous servent à répartir les charges verticales entre les planches et à éviter le glissement longitudinal entre planches en présence de poussées horizontales (contreventement des murs).

Le nombre et la section des clous dépendent des charges à reprendre. Les clous sont généralement disposés en quinconce. Ils doivent avoir une longueur au moins égale à 2,5 fois l'épaisseur des planches.

Pour limiter les risques de fentes, ils ne doivent pas être positionnés à l'extrémité des planches à moins de 15 fois leur diamètre. La distance entre clous est voisine de 45 fois leur diamètre.

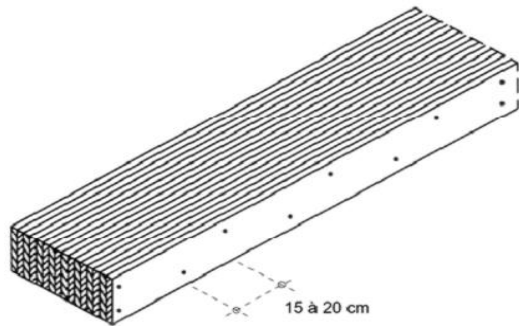


Figure I.36 : schéma de clouage.

➤ **Appuis et jonctions :**

La surface d'appuis des planchers sur les murs et les poutres est au moins de 50 mm sur bois et métal.

La fixation se fait directement par clouage de chaque planche sur une lisse ou par l'intermédiaire d'équerres métalliques.

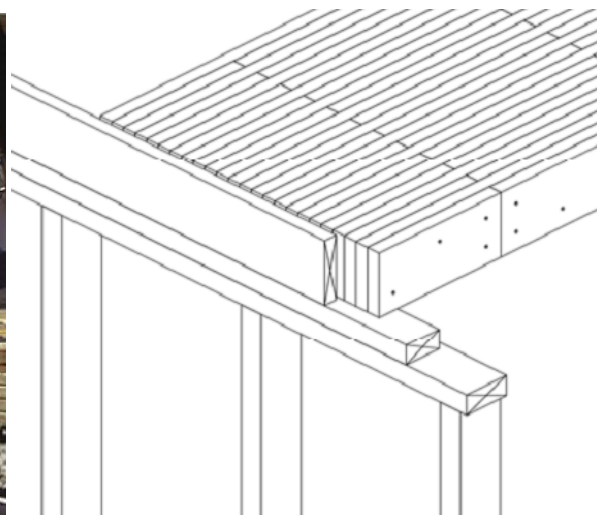


Figure I.37 : Appuis sur mur en ossature bois

I.7.7. Les planchers métalliques :

Le système de plancher métallique permet de franchir de grandes portées avec des charges considérables, son exécution est rapide et précise, par contre il est coûteux et les aciers doivent être protégés de la rouille soit par la peinture soit en les enrobant de béton.

On distingue les types suivants :

➤ **Planchers en tôle pliée ou ondulée :**

Ce sont des planchers développés pour les constructions industrielles et les constructions de bureaux.

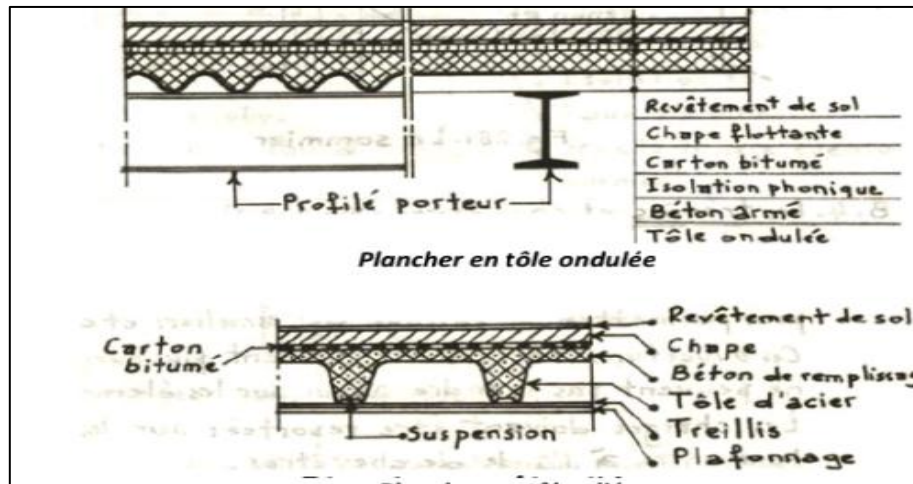


Figure I.38 : les planchers métalliques

➤ **Planchers à corps creux et poutrelles en acier :**

Ce sont des planchers appropriés pour les constructions d'habitation et de commerce. Les hourdis peuvent prendre différentes formes et être fabriqués en différents matériaux (Figure I.39).

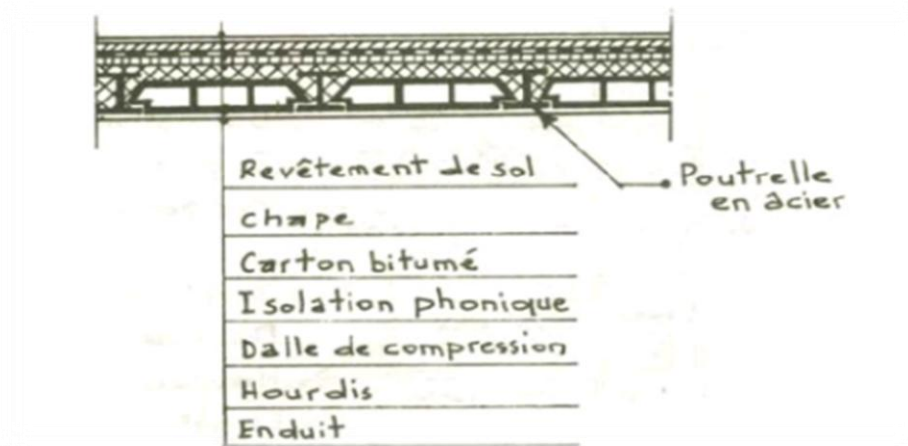


Figure I.39 : Planchers à corps creux et poutrelles en acier

I.7.8. Les Planchers mixtes

a) Plancher béton armé /bois :

Le principe de collaboration entre un solivage (bois ou acier) et une dalle béton consiste à faire travailler, grâce à la mise en œuvre de connecteurs, le béton en compression et les poutres en flexion simple avec cisaillement, utilisant ainsi au mieux les propriétés des deux matériaux.

Cette technique, particulièrement indiquée dans le cadre des réhabilitations de structures anciennes, permet ainsi d'augmenter notablement la rigidité et la résistance des planchers en bois.



Figure I.40 : plancher mixte béton armé/ bois

b) Plancher béton armé/acier :

Ce type de planchers se rencontre fréquemment dans les constructions métalliques à usage divers ou autre

➤ Les planchers collaborant :

Ce plancher est surtout utilisé pour les constructions métalliques, Une tôle bac en acier est placée dans la zone tendue du plancher et collabore avec le béton par l'intermédiaire de connecteurs (plots) pour reprendre les efforts de traction.

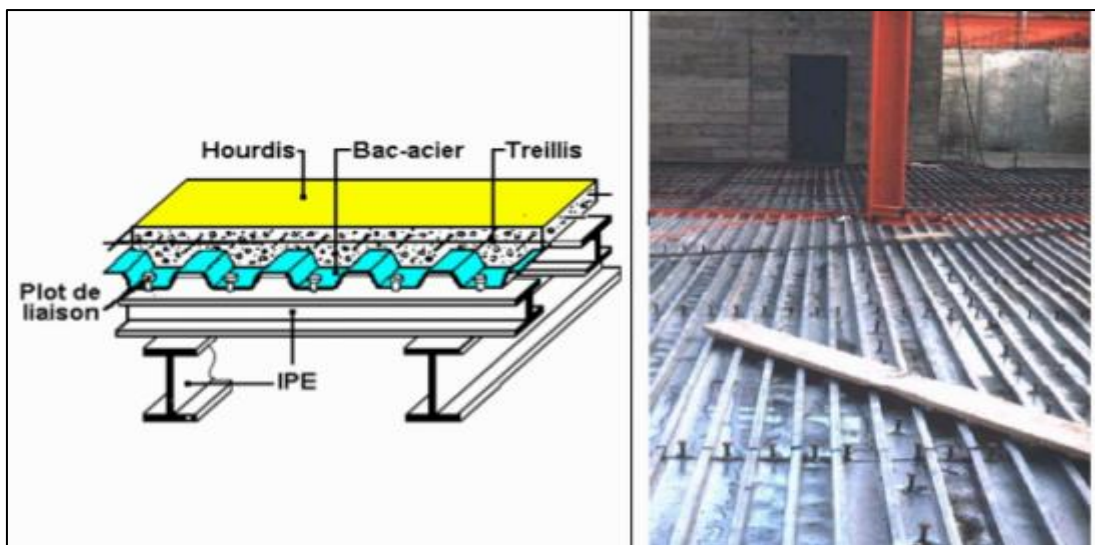


Figure I.41 : Les planchers collaborant

Les planchers mixtes en acier/béton offrent une série d'avantages par rapport aux systèmes classiques (tels les hourdis et le béton coulé in situ), Ce type de dalles est constitué de béton et de tôles d'acier nervurées. Les tôles profilées ont un rôle d'armature et de coffrage, autorisant une mise en œuvre rapide et économique

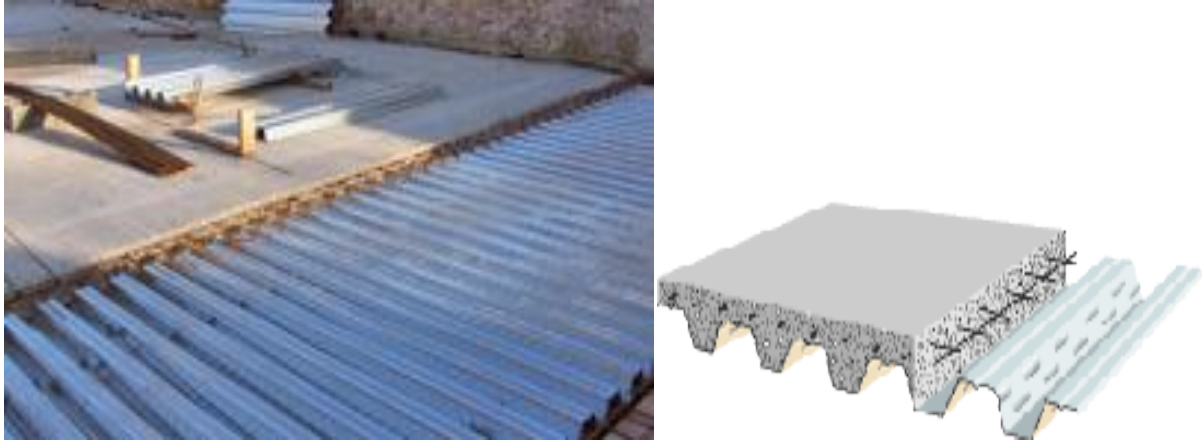


Figure I.42 : Plancher mixte béton armé/acier

I.7.9. Les dallages :

➤ Définition :

Un dallage constitue une plate-forme rigide ou un plancher bas au niveau du rez-de-chaussée, il utilise le sol comme assise. Son rôle principal est d'isoler la construction de l'humidité provenant du sol et de limiter les déperditions thermiques (Figure I.43).

Le dallage est composé des éléments constitutifs suivants :

- Une forme drainante : épaisseur de 15 à 30 cm, c'est un mélange de tout venant (granulats de carrière, 0 à 40 mm) en une couche régulière et compactée.
- Une couche de sable : épaisseur de 3 à 5 cm, c'est une couche nivelée de sable de carrière (0 à 5 mm) et qui sert d'assise aux couches supérieures.
- Des panneaux isolants : épaisseur 40 ou 50 mm, c'est du polystyrène incompressible.
- Une membrane étanche ou film : c'est un film polyéthylène en rouleaux de largeur 3m.
- Une dalle en béton armé : épaisseur 10 à 14 cm avec armature par treillis soudé.

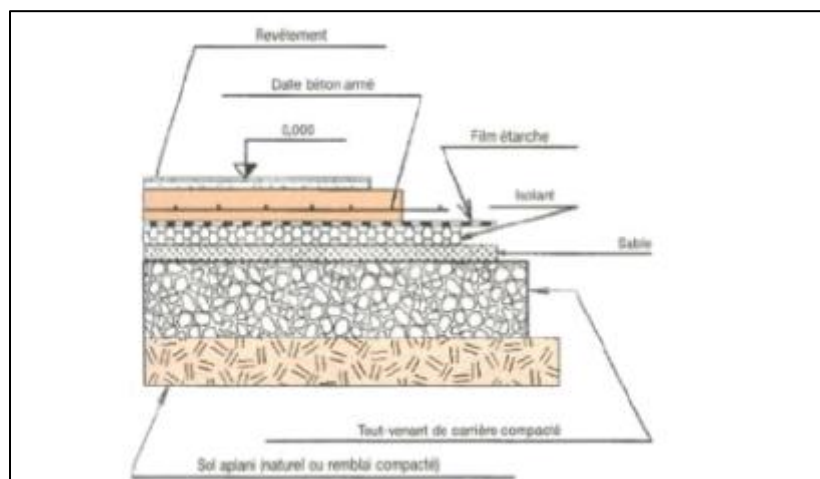


Figure I.43 : Composants d'un dallage sur terre plein

On distingue trois types de dallage :

a) Dallage indépendant des murs

La dalle en B.A. prend appui sur le terre-plein et sur quelques supports judicieusement espacés, reposant sur la fondation (Figure I.44). Cette solution permet de réduire les ponts thermiques à la périphérie du dallage, mais il y'a risque de tassement différentiels si les supports verticaux sont trop espacés (on prévoit un espacement de 1,50m d'intervalle entre les supports verticaux).

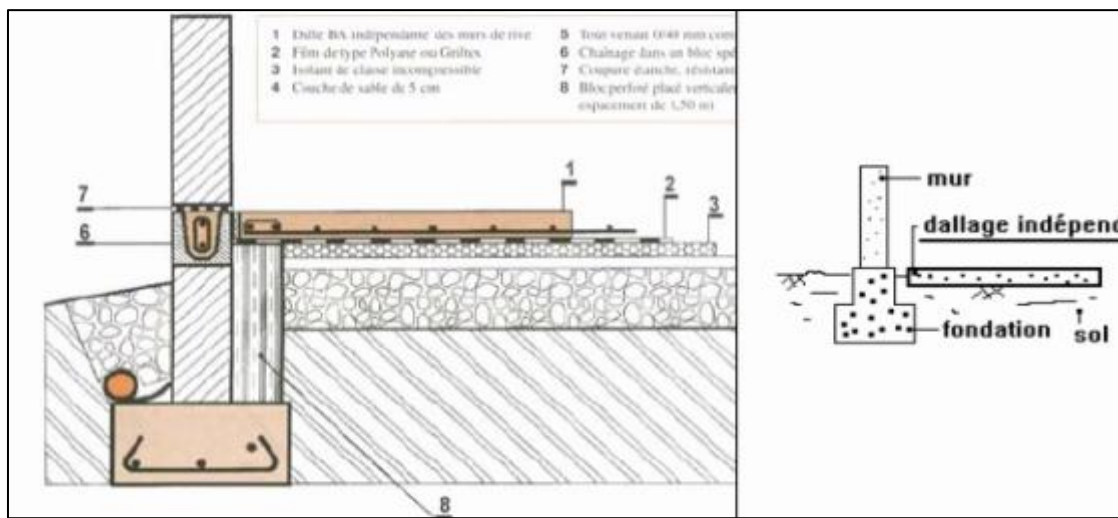


Figure I.44 : Dallage en béton armé indépendant du mur de rive

b) Dallage avec appui sur les murs (Les dallages solidaires) :

La dalle porteuse en béton armé prend appui sur le terre-plein et sur les murs de soubassement de rive et de refend éventuellement (Figure I.45).

Cette disposition est la plus utilisée car elle réduit les risques de désordres par tassement (tassement lent de la forme drainante sous le dallage).

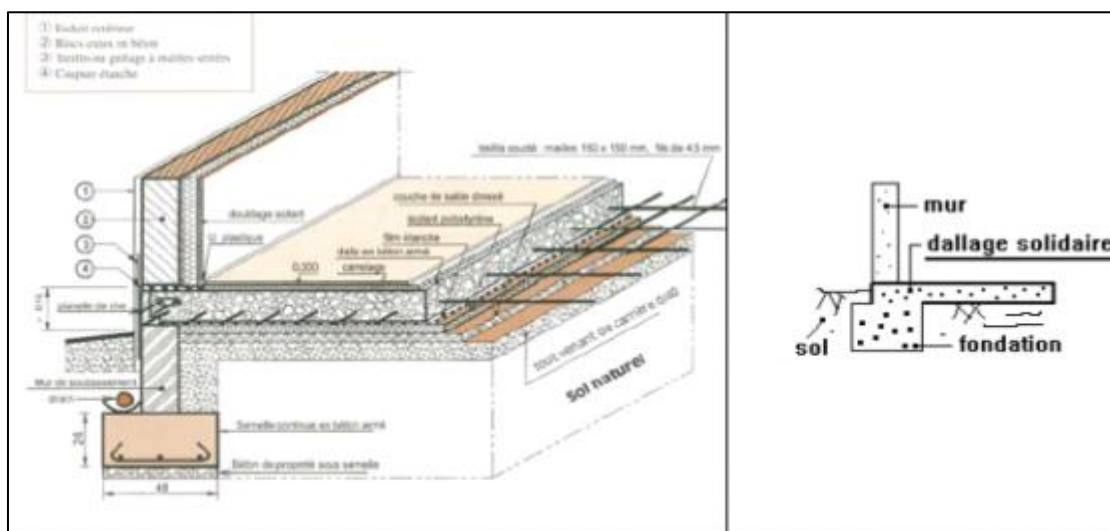


Figure I.45 : Dallage avec appui sur les murs de rive

c) Les planchers sur vide-sanitaire :

Le plancher solidaire n'est pas du tout en contact avec le sol. Un vide d'au moins 60 cm de hauteur permet de faire passer des canalisations, d'isoler le plancher de l'humidité (Figure I.46).

Ils sont souvent réalisés avec des planchers à corps creux en polystyrène.

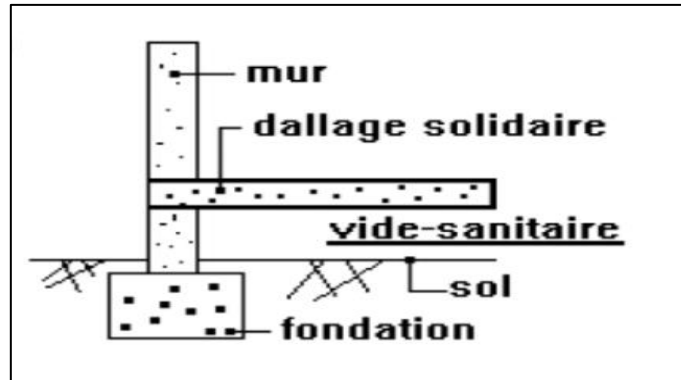


Figure I.46 : Planchers sur vide-sanitaire

➤ Constitution d'un dallage :

Un dallage est constitué de bas en haut par :

- un remblai en tout venant compacté (ou gravier lavé) de plus de 10 cm servant de couche d'assise
- une couche drainante en sable de plus de 5 cm.
- un film plastique pour l'étanchéité du béton.
- le dallage en béton dosé à 350 kg/m³ de 6 à 12 cm.
- dans le béton, un treillis de barres d'acier.

➤ Armatures minimales:

Les dallages doivent être ferrailés par un treillis sur toute leur surface:

- En zone courante: un treillis composé de HA 3 espacés de 10 cm (en partie basse)
- Aux appuis (pour dallage solidaire): en chapeau, des HA 8 ou des \emptyset 10 espacés de 25 cm.

I.8. Les avantages et les inconvénients des planches :

➤ Les planchers à corps creux :

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<p>C'est le type de plancher le plus employé par les petites entreprises, car:</p> <ul style="list-style-type: none">- Mise en œuvre facile, pas de coffrage,- Ne nécessite pas de gros engin de levage,- Isolation thermique améliorée,- Le plancher est relativement léger,- Idéal pour la confection des vides sanitaires.	<ul style="list-style-type: none">- Grande épaisseur de plancher,- Sous face à enduire,- Portée limitée à 6 ou 7 mètres,- Pas de souplesse de forme et de taille.- Mauvaise isolation acoustique- Nécessite beaucoup de manutentions- Mise en œuvre relativement longue.

➤ La dalle pleine :

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none">- Pas de contrainte liée à la préfabrication,- Dalle de taille et de forme quelconque,- ne nécessite pas forcément un gros matériel de levage, et plus solide.- bonne isolation aux bruits aériens,- Bonne résistance au feu.	<ul style="list-style-type: none">- nécessite l'immobilisation de nombreux coffrages.- mise en œuvre longue,- mauvaise résistance aux bruits d'impacts.- poids plus lourd.

➤ Les planchers alvéoles :

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none">- Préfabrication en usine,- Portée atteignant 16 à 20 m sans aciers complémentaires et sans hourdis.- Généralement, pas d'étaielement,- Cadence de pose élevée,- Peu ou pas d'armatures complémentaires.	<ul style="list-style-type: none">- Coût élevé,- Problèmes de fixations ultérieures,- Joints très nombreux- Levage de forte puissance,- Trame plus ou moins imposée.

➤ **Les dalles champignon :**

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none"> - Solution particulièrement bien adaptée aux parkings et bureaux - Meilleure esthétique du fait de l'absence de retombées de poutres - Grandes portées jusqu'à 16 m - Rapidité d'exécution sur chantier - Incorporation plus facile des réseaux - Réduction des épaisseurs des dalles grâce au calcul sur 4 appuis - Optimisation de la hauteur entre étages et donc du coût de l'ouvrage - Qualité et flexibilité de la préfabrication en usine 	<ul style="list-style-type: none"> -l'étaieement est difficile et coûteux - Quantité matériaux plus importante - Problèmes de poinçonnement et de déformations.

➤ **Les planchers à prédalles :**

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none"> - utilise des éléments préfabriqués sur place ou en usine de formes diverses. - pas de coffrages à placer en hauteur. - mise en œuvre rapide et facile. 	<ul style="list-style-type: none"> - nécessite un gros matériel (grue, palonnier). -traitement des joints nécessaire. - portée relativement limitée.

➤ **Les planchers métalliques :**

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<p>-L'acier est modérément bon marché par rapport à d'autres matériaux de construction</p> <p>- très résistantes au feu.</p> <p>- la solidité et la durabilité, la légèreté, la facilité et la rapidité d'installation, la polyvalence, la flexibilité, la ductilité, la facilité de fabrication en différentes tailles.</p>	<p>-Le flambage est un problème pour les structures en acier. Plus la longueur du segment d'acier augmente, plus les risques de flambage n'augmentent.</p> <p>-Si l'acier perd sa grande propriété de ductilité, il y a plus de chances que les fractures augmentent.</p> <p>- on peut citer les coûts d'entretien et d'investissement élevé, la susceptibilité au flambage, la fatigue et la fracture, le traitement ignifuge, les dommages causés par le feu et les erreurs de fabrication.</p>

➤ **les planchers en bois**

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none"> - simplicité - facilité de mise en œuvre - Léger et isolant - Le plus esthétique - le prix - plus chaleureux, sol chaud. - Rapide et économique - Résistance à la flexion - un bon indice d'affaiblissement acoustique 	<ul style="list-style-type: none"> - le bruit - l'humidité dans les pièces d'eau - portée max 5.5m - risques en cas d'incendie - Favorise la déforestation

➤ Les planchers collaborant

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none">- est léger.- supporte de lourdes charges.- moins épais qu'un plancher traditionnel. Il s'adapte donc facilement dans un projet de rénovation ou lorsque la hauteur sous plafond est limitée.- possible de réaliser des planchers de grande portée, sans appuis intermédiaires (plancher collaborant portée jusqu'à 4 m entre appuis).- Sa mise en place est simple et rapide. Les bacs sont manipulables à la main.- est compatible avec tous types de revêtement de sol.- peut recevoir un chauffage par le sol.- s'adapte aux différentes formes et se découpe facilement.- économique.	<ul style="list-style-type: none">- Le plancher collaborant a cependant quelques limites. Il est en effet peu isolant d'un point.- Le plancher collaborant a cependant quelques limites. Il est en effet peu isolant d'un point de vue thermique comme phonique (car l'épaisseur de la dalle est faible).- Aussi il est préconisé de le renforcer avec une couche d'isolant thermique et phonique au plafond. Aussi il est préconisé de le renforcer avec une couche d'isolant thermique et phonique au plafond.

I.9. Critères pour le choix du type de planchers :

Le choix de la mise en place d'un dallage ou d'un plancher nécessite une étude préalable de faisabilité. Cette étude est liée à différentes contraintes :

- Les charges que ce dernier devra supporter.
- Les contraintes de sol.
- Les contraintes de réalisation (étalement, portée...).
- L'esthétique recherchée.
- Les moyens à disposition pour la réalisation.
- Les contraintes de prix.

Une étude préalable permet au responsable du chantier d'effectuer un planning fiable ainsi qu'un estimatif du projet correct. Enfin, chaque plancher ou dallage a ses caractéristiques de réalisation à respecter.

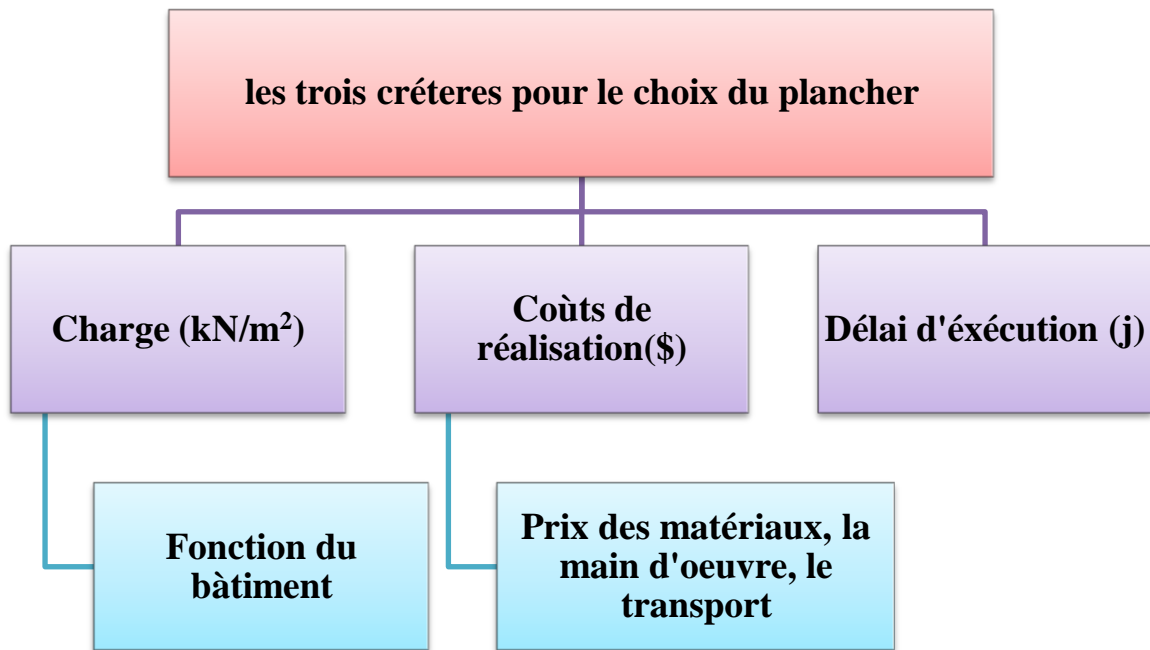


Figure I.47 : Schéma critères du choix de plancher

I.10 Conclusion :

Le plancher est un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage.

Dans cette partie, on a présenté le concept général des planchers, en simulant leur caractéristiques, leurs principaux types ainsi que leurs avantages et inconvénients.

Par la suite, dans la deuxième partie, on va analyser deux variantes de structure de type bâtiment (SS+R+9) En se basant sur les règlements algériens (CBA 93, RPA 99 /V 2003).

II.1. Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment en béton armé a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments et pour obtenir une structure sécuritaire et économique à la fois.

Pour toute construction, le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes ...) et les charges permanentes (cloisons, revêtements...). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs.

Au final toutes ces charges se reportent aux fondations.

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire une étude d'un bâtiment (SS,RDC+9).

Proposons d'élaborer une étude comparative de ce bâtiment avec deux variantes de planchers: plancher en corps creux et dalle pleine.

II.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en SOUS-SOL+RDC+9 étages à usage multiple (sous sol: commerce et les autres étages à usage d'habitation), implanté dans la wilaya d'Ain Témouchent, le BLOC étudié il fait partie de 100 logements promotionnel et commerces et services située A ILOTS07, PETITS BOIS, AIN TEMOUCHENT.

II.3. Caractéristiques de la structure :

- **Dimensions en élévation:**

Hauteur totale de bâtiment.....H= 33,66 m

Hauteur de sous-sol.....h= 3,06 m

Hauteur de RDC.....h= 3,06 m

Hauteur d'étage courant.....h= 3,06 m

- **Dimensions en plan:**

Longueur totaleL= 26,30 m.

Largeur totale.....l= 13,1 m

II.4. Caractéristiques géotechniques :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le règlement parasismique Algérien 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2,
- le site est considéré comme site ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1,50$ bars.

II.5. Plan d'architecture :

- **Plan sous-sol :**

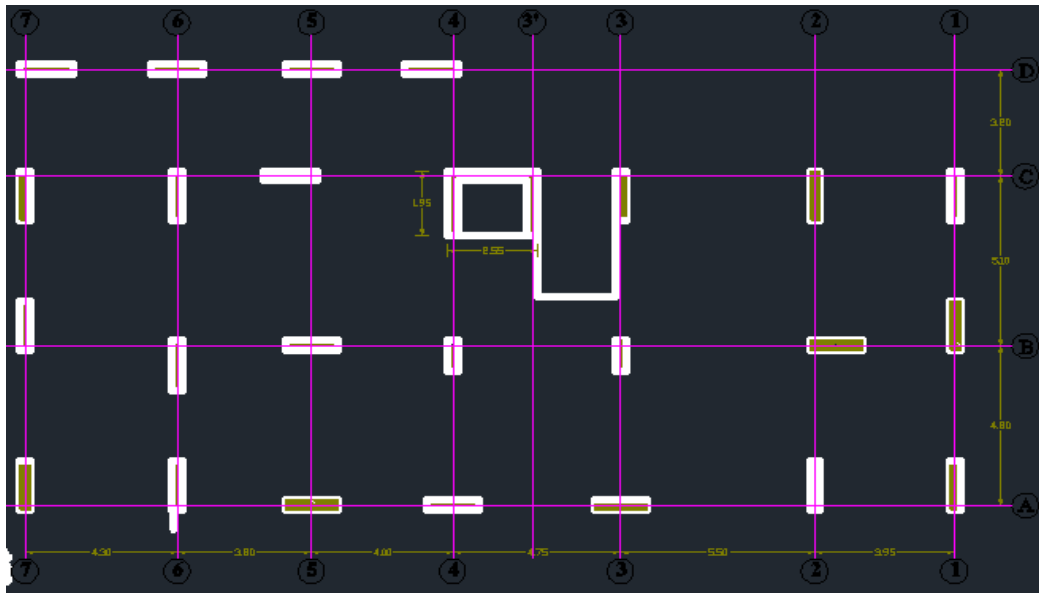


Figure II.1: plan sous-sol

II.6. Conception de la structure:

- **Ossature de l'ouvrage:** Le bâtiment étudié est constituée par un système composé de voiles porteurs dans les deux sens aux plans, et nous nous étudions un deuxième système qui constituée par des portiques (poteaux, poutres) et de voiles afin de répondre à l'idée proposée dans ce mémoire.
- **Les planchers :** Pour ce projet On distingue 2 types de planchers: Plancher à corps creux et dalle pleine.
- **Escaliers :** C'est un escalier droit à deux volées et un palier de repos intermédiaire.
- **Maçonnerie :** Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types :

Murs extérieurs : constituée d'une double paroi de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) s'éparer par une lame d'air de 5cm.

Murs intérieurs : constituée par une seul paroi de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

II.7. Les hypothèses de calcul :

Tous les calculs et toutes les vérifications doivent se baser sur la notion des états limites. On distingue deux types d'états limites :

- **Etat Limite Ultime (E.L.U) :**

Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
- De la stabilité de forme (flambement).

- **Etat Limite Service (E.L.S) :**

Il correspond à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

- **Les formules des états limites sont :**

- $1,35 G + 1,5 Q$ à ELU
- $G + Q$ à ELS

Avec G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

II.8.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

II.8.1. Le Béton:

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier), du ciment et de l'eau.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

➤ **Résistance à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur des éprouvettes normalisées de diamètre qu'égale à 16 cm et d'une hauteur de 32cm.

Pour des bétons d'un âge (J) inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Si } f_{c28} \leq 40MPa \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{Si } f_{c28} > 40MPa \end{array} \right.$$

Dans notre cas on prend : $f_{c28} = 25 MPa$

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc : $f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **Déformation longitudinal du béton :**

• **Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On a $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$

• **Module de déformation longitudinal différée :**

Pour des charges d'une durée d'application supérieure à 24 heures:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

On a $E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$

➤ **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson est le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté ν :

$\nu=0$: pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

$\nu=0,2$: pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

➤ **Les contraintes limites :**

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ Pour les combinaisons fondamentales} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ Pour les combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$

θ : Coefficient d'application.

$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{Si } t > 24h \\ \theta = 0,9 & \text{Si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0,85 & \text{Si } t < 1h \end{array} \right.$

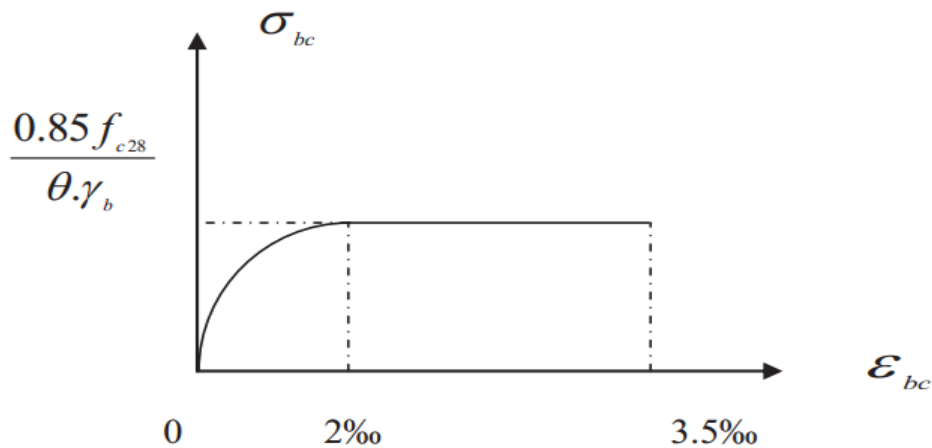


Figure II.3 : Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-déformations du béton(ELU)

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée Par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

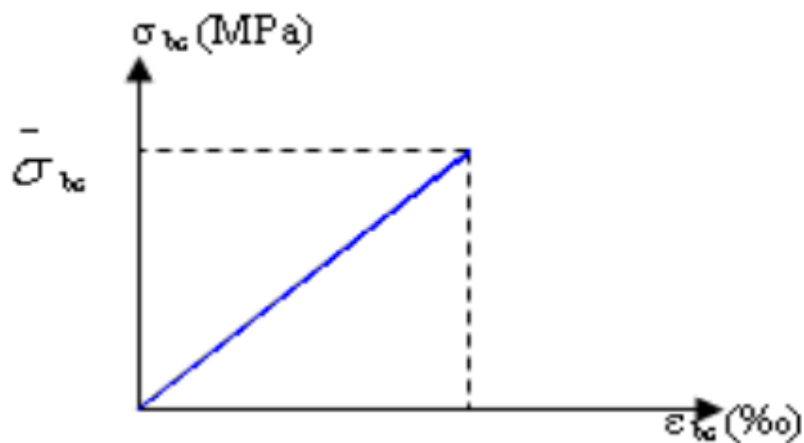


Figure II.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = \min \left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \tau = \min \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) \quad \text{Fissuration Préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

II.8.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Dans ce projet, on suppose que la limite d'élasticité de l'acier est égale à : $f_e = 400 MPa$

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation suivant :

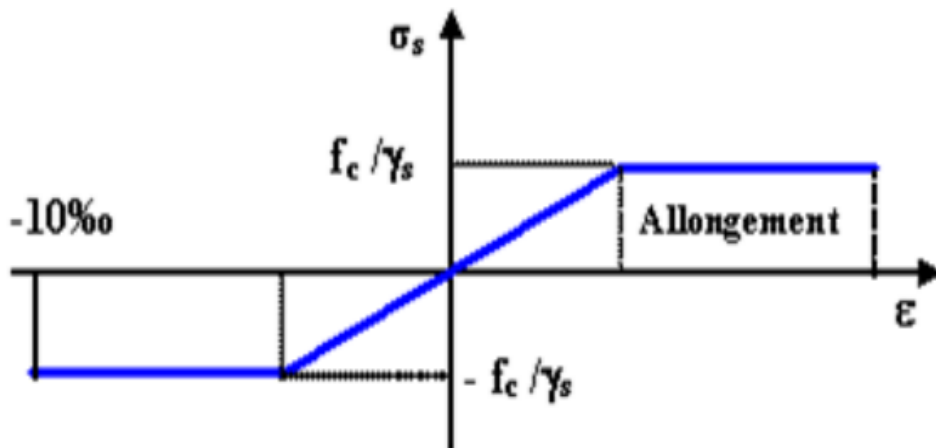


Figure II.5: diagramme contrainte-déformation d'acier

La contrainte de l'acier est donnée par: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ cas de situation accidentelle} \end{array} \right.$

- **Etat ultime de service (ELS) :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

⇒ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

⇒ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

⇒ Fissuration très préjudiciable: $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

Avec η : Coefficient de fissuration

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \end{array} \right.$ Pour les ronds lisses RL

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \end{array} \right.$ Pour les armatures à haute adhérence HA

II.9. Pré dimensionnement des éléments :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivante :

- Sollicitation verticales : elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations
- Sollicitation horizontales : elles sont généralement d'origines sismiques et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L91, CBA93 et R.P.A99 V2003.

II.9.1. Pré dimensionnement des planchers :

Pour notre projet on a deux variantes de planchers : planchers à corps creux et plancher dalle pleine :

II.9.1.a Cas de plancher à corps creux:

vérification de critère de flèche selon les conditions de C.B.A93

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec h_p : hauteur totale du plancher

L_{max} : la distance entre nue des appuis des poutrelles

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

$$\frac{5,1}{25} \leq h_p \leq \frac{5,1}{20}$$

$$0,20 \leq h_p \leq 0,25$$

On prend $h_p = 0,21m$

Condition d'isolation thermique :

$h_{t_{\min}} \geq 16 \text{ cm}$ D'où On a : $h=21 \text{ cm} > 16 \text{ cm}$ La Condition est vérifiée.

Donc on prend un plancher de type (16+5)

16cm : pour le corps creux

5cm : pour la dalle de compression

- **Dimension des poutrelles :**

La hauteur de la poutrelle est la même de la hauteur du plancher.

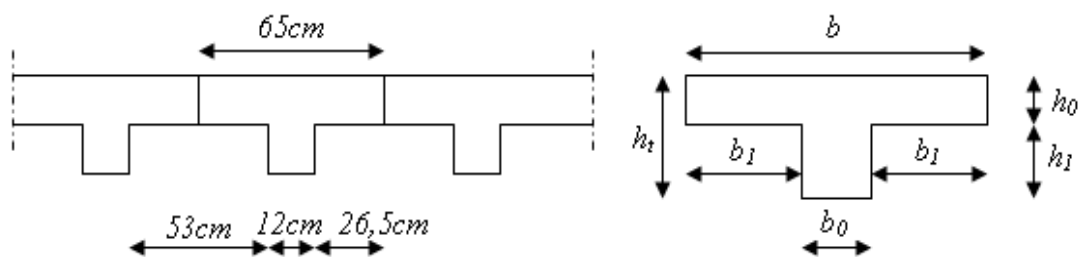


Figure II.6: Les dimensions des poutrelles

On a la hauteur du plancher : $h_p = 21 \text{ cm}$

La dalle de compression : $h_0 = 5 \text{ cm}$

L'espacement : $b = 65 \text{ cm}$

La largeur : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$2 b_1 = b - b_0 \Rightarrow b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 V2003 on doit vérifier les conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \quad \Rightarrow b_1 = 0.265 \leq \frac{l}{10} = \frac{5.1}{10} = 0.51 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$b_1 \leq (6 \times h_0 ; 8 \times h_0) \quad \Rightarrow b_1 \leq (0.3 ; 0.4) \quad \text{condition vérifiée}$$

II.9.1.b. Cas de dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles h_d dépend des critères :

- De sécurité vis à vis de l'incendie :
 $h_d \leq 7 \text{ cm}$, pour 1 heure de Coupe-feu
 $h_d \leq 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe-feu
- Condition d'isolation phonique :
 $h_d \geq 16 \text{ cm}$
- De résistance à la flexion :

$$\text{On à : } \begin{cases} L_x = 5,5m \\ L_y = 5,1m \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{5,5}{5,1} \cong 1$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ La dalle est considérée comme portante dans deux directions.

$$\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq hd \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{5,5}{50} \leq hd \leq \frac{5,5}{40} \Rightarrow 0,11m \leq hd \leq 0,14m$$

Donc, pour la dalle pleine on adoptera une épaisseur de $e_p=20$ cm

II.9.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les plancher pour le retransmettre aux poteaux

➤ Les poutres de la première variante (plancher à corps creux) :

• Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutre reposent, D'après les règles de CBA 93 on a :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq hd \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : distance entre nue de poteaux la plus grande portée

h: hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre

$$L_{max} = 5,50 \text{ m}$$

$$\text{alors } \frac{5,50}{15} \leq h \leq \frac{5,50}{10}$$

$$0,36 \leq h \leq 0,55$$

$$h \geq \frac{5,50}{(10+15) \div 2} = 0,44$$

$$\text{On prend : } \Rightarrow \mathbf{h = 0,45m}$$

$$0,3 \times (h) \leq b \leq 0,7 \times (h)$$

$$0,3 \times (0,45) \leq b \leq 0,7 \times (0,45)$$

$$0,14 \leq b \leq 0,32$$

$$\text{Donc } \Rightarrow \mathbf{b = 0,35m}$$

Vérification du R.P.A99

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{0,45}{0,35} = 1,28 \leq 4$$

Condition est vérifier

$b \geq 0,20$ on a $b=0,35$ donc $0,35 \geq 0,20$ Condition est vérifiée
 $h \geq 0,30$ on a $h=0,45$ donc $0,45 \geq 0,30$ Condition est vérifiée

- **Poutre secondaire (Chaînage) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. D'après les règles de CBA 93 on a :

On a: $L_{max} = 5,10\text{m}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{5,10}{15} \leq h \leq \frac{5,10}{10}$$

$$0,34 \leq h \leq 0,51$$

On prend $\Rightarrow h=0,40\text{m}$

$$0,3 \times (h) \leq b \leq 0,7 \times (h)$$

$$0,3 \times (0,40) \leq b \leq 0,7 \times (0,40)$$

$$0,12 \leq b \leq 0,28$$

Donc $\Rightarrow b = 0,35 \text{ m}$

Vérification du R.P.A99 :

$b \geq 0,20$ on a $b = 0,35 > 0,20$ condition est vérifiée

$h \geq 0,30$ on a $h = 0,40 > 0,30$ condition est vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4$ on a $\frac{h}{b} = \frac{0,4}{0,35} = 1,14 < 4$ condition est vérifiée

On conclure :

\Rightarrow Poutres principales : $(b \times h) = (0,35 \times 0,45) \text{ m}^2$

\Rightarrow Chaînages : $(b \times h) = (0,35 \times 0,40) \text{ m}^2$

➤ **Les poutres de la deuxième variante (dalle pleine) :**

- **Pré dimensionnement des poutres noyées :**

On l'appelle poutre noyée, lorsque la hauteur de celle-ci est incorporée dans l'épaisseur du plancher, cette poutre selon RPA 99 la hauteur (h) peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

Alors on prend $h=20 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$

$b \geq 20\text{cm}$ $60 > 20$ C.V

$h \geq 20\text{cm}$ $h = 20$ C.V

$h/b \leq 4$ $20/60 = 0,33$ C.V

- **Chainage (périphérique):**

On prend

$h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 20 \quad \text{C.V}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1,16 < 4 \quad \text{C.V}$$

II.9.3. Pré dimensionnement des poteaux :

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\min (a,b) \geq 25$$

$$\min (a,b) \geq \frac{he}{20} \quad \text{he : hauteur d'étage}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

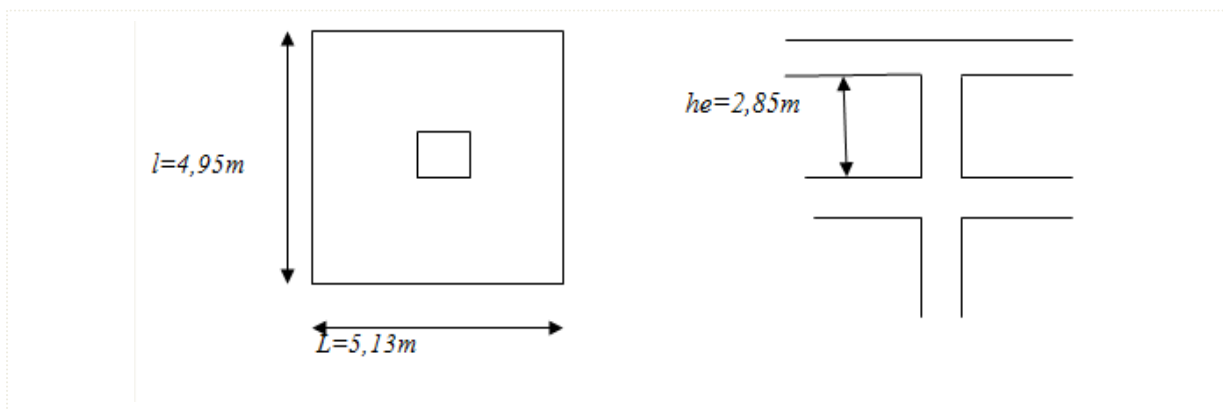


Figure II.7: Section du poteau le plus sollicité

L : longueur du plancher
l : largeur du plancher
n : nombre d'étage + RDC + sous-sol

$$n = 9\text{étages} + \text{RDC} + \text{SS}$$

$$\Rightarrow n = 11$$

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité

$$\text{Avec } S = L \times l = 5,13 \times 4,95$$

$$\Rightarrow S = 25,40\text{m}^2$$

On suppose une charge moyenne de : Pu= 1 tonne/m²

$$Nu = Pu \times S \times n$$

Nu: étant la charge verticale à l'ELU

$$Nu = 1 \times 25,4 \times 11 \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow Nu = 2,79\text{MN}$$

Section réduite :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

$$\text{Avec } \beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

D'après le B.A.E.L91 il est préférable de prendre $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1,2$

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta + \gamma_b} \quad \text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (Charge > 24h)}$$

$$\Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 2,79}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 100}{100 \times 1,15}}$$

$$\Rightarrow Br \geq 0,179 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } Br \geq (a - 0,02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0,179} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq 0,443$$

Donc on prend : $a = b = 0,45 \text{ m}$ dont un poteau de $(0,45 \times 0,45) \text{ m}^2$

D'après RPA 99 version 2003 l'effort normal ultime Nu agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$V = \frac{Nu}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Avec } Bc: \text{ section du poteau}$$

$$Nu = 1 \times 25,4 \times 11 \times 10^{-2} = 2,79 \text{ MN}$$

$$Bc \geq \frac{Nu}{0,3 \times f_{c28}} \Rightarrow Bc \geq \frac{2,79}{0,3 \times 25} = 0,372 \Rightarrow Bc \geq 0,372$$

$$\text{Avec } Bc = a \times b \quad a=b \text{ donc } Bc = a^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{Bc} \Rightarrow a \geq \sqrt{0,372} \Rightarrow a \geq 0,60$$

$$\text{Donc } a = b = 0,60 \text{ m}$$

- **Vérification les conditions selon R.P.A 99 V2003 :**

$$\min(a, b) \geq 25\text{cm} \quad \rightarrow \min(60,60) > 25\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{he}{20} \quad \rightarrow \min(60,60) > \frac{285}{20} = 14,25 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{60}{60} = 1\right) < 4 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification du poteau au flambement :**

Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{(60) \times (60)^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec } A = a \times b = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17,32\text{cm}$$

Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec : $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas générale)

$$l_0 = 3,06\text{m} \quad \rightarrow \quad l_f = 2,142\text{m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{214,2}{17,32} = 12,38$$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 12,38 < 50 \Rightarrow$ Donc le flambement est vérifié

Pour les poteaux des autres étages on fait la même méthode de calcul (selon CBA 93et RPA99V2003) :

- **Récapitulatif des sections des poteaux :**

Tableau II.1 : récapitulatif des sections des poteaux

				Selon les conditions CBA93			Selon les conditions RPA99			
poteaux	N étage	S m ²	Nu KN	Br(m ²)	a = b m	Section m ²	l ₀ m	Bc m ²	a=b m	Section m ²
SS	11	25,4	2,794	0,179	0,443	0,45×0,45	3,06	0,372	0,6	0,60×0,60
RDC	10	25,4	2,54	0,163	0,424	0,45×0,45	3,06	0,338	0,58	0,60×0,60
1 ^{er}	8	25,4	2,286	0,147	0,403	0,45×0,45	3,06	0,304	0,55	0,55×0,55

2eme	8	25,4	2,032	0,130	0,381	0,40×0,40	3,06	0,270	0,52	0,55×0,55
3eme	7	25,4	1,778	0,114	0,358	0,40×0,40	3,06	0,237	0,48	0,50×0,50
4eme	6	25,4	1,524	0,098	0,333	0,35×0,35	3,06	0,203	0,45	0,50×0,50
5eme	5	25,4	1,27	0,081	0,305	0,35×0,35	3,06	0,169	0,41	0,45×0,45
6eme	4	25,4	1,016	0,065	0,275	0,35×0,35	3,06	0,135	0,36	0,45×0,45
7eme	3	25,4	0,762	0,049	0,241	0,30×0,30	3,06	0,101	0,32	0,40×0,40
8eme	2	25,4	0,508	0,033	0,20	0,30×0,30	3,06	0,067	0,25	0,40×0,40
9eme	1	25,4	0,254	0,016	0,147	0,30×0,30	3,06	0,033	0,18	0,35×0,35

II.9.4.Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et essentiellement supporter une fraction des charges verticales. D'après le RPA99V2003 l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15cm. l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e ».

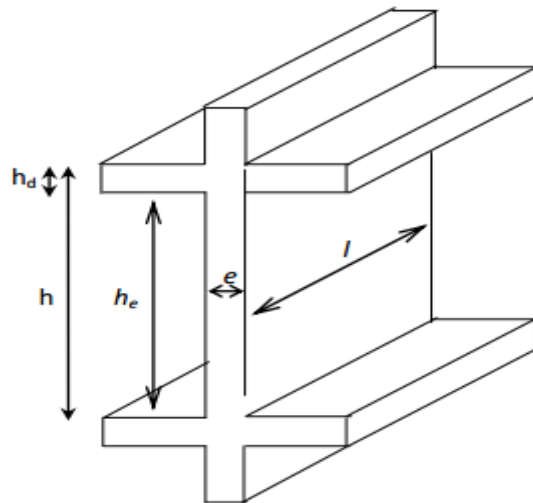


Figure II.8 : Coupe de voile en élévation

Les hauteurs des étages

$$h_{ss} = 3.06 \text{ m}$$

$$h_{RDC} = 3.06 \text{ m}$$

$$h_{étages} = 3.06 \text{ m}$$

On a les conditions suivant à vérifier

$$ep \geq \frac{he}{25} \rightarrow ep \geq \frac{(306-21)}{25} \rightarrow ep \geq 11,4 \text{ cm}$$

$$ep \geq \frac{he}{20} \rightarrow ep \geq \frac{(306-21)}{20} \rightarrow ep \geq 14,25 \text{ cm}$$

On prend des voiles d'épaisseur $e=15 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{he}{25}$$

$$l \geq 4a$$

l : longueur du voile

Pour le cas de deuxième variante (dalle plein) on prend l'épaisseur des voiles $e = 30\text{cm}$

II.9.5. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

g: giron.

h: hauteur de la contre marche.

e: épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

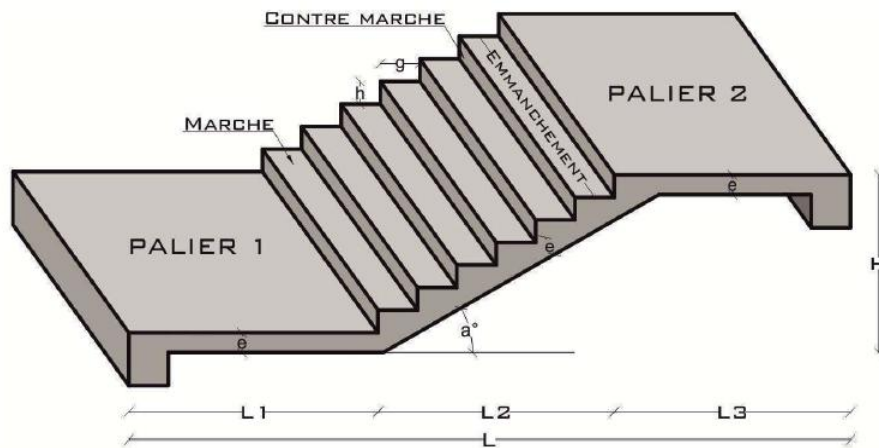


Figure II.9: schéma de l'escalier

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de BLONDEL :

$$0,59\text{m} \leq h + g \leq 0,66\text{m}$$

$$\text{Hauteur : } H = 3,06\text{m}$$

$$0,59\text{m} \leq 2h + g \leq 0,66\text{m}$$

Généralement ; pour avoir des marches confortables ; on utilise : $g + 2h = 0,64\text{m} = 64\text{cm}$.

$$\text{Avec : } g = 0,3\text{m}$$

$$0,15 \leq h \leq 0,18$$

Pour: $h=0,17\text{m}$

- **Nombre de contremarche**

$$N_c = H/h$$

H : hauteur d'étage : 3,06 m

h : hauteur de contre marche = 0,17 m

$$\Rightarrow N_c = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ contre marches (9 contre marches par volée)}$$

Donc nombre de marches : 17 pour les deux volées (8 marches par volée)

- **L'inclinaison de la paillasse:**

$$\tan \alpha = \frac{0,18}{0,30} = 0,6 \quad \rightarrow \alpha = \arctg(0,6) \quad \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

- **Longueur du linge de foulée « L » :**

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

$$L = \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times g$$

$$L = \left(\frac{0,18}{2} - 1\right) \times 0,3$$

$$L = 2,4\text{m}$$

- **L'épaisseur du palier :**

$$L = 2,4\text{m}$$

$$\frac{l}{20} \leq e \leq \frac{l}{15}$$

$$\frac{2,4}{20} \leq e \leq \frac{2,4}{15}$$

$$0,12\text{m} \leq e \leq 0,16\text{m}$$

\Rightarrow on prend $e=0,15\text{m}$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

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

$$\frac{2,4}{30} \leq e \leq \frac{2,4}{20}$$

$$0,08m \leq e \leq 0,12m$$

⇒ On prend $e=0,15m$

- **Longueur de la paillasse :**

$$Lp = (g \times (n - \frac{1}{2}) / \cos\alpha)$$

$$Lp = (0,30 \times (8 - \frac{1}{2}) / \cos 29,53) \Rightarrow Lp = 2,5m$$

- **L'embranchement :** c'est la longueur de la marche, il est recommandé pour :
 - Les maisons industrielles $\geq 0,80m$
 - Les immeubles collectifs $\geq 1,20m$
 - Les bâtiments publics $\geq 1,20m$
 - Pour notre bâtiment l'embranchement égale à : $1,20m$

II.10 Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur partant de l'étage le plus haut jusqu'aux fondations.

II.10.1. Les planchers :

On a deux types de planchers

- Plancher à corps creux :**
 - **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.2 : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible en corps creux

Désignation	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	Ep = 5cm	$0.05 \times 17 = 0,85 \text{ KN/m}^2$
Etanchéité multicouche	Ep = 2cm	$0.02 \times 6 = 0.12 \text{ KN/m}^2$
Forme de pente	Ep = 10cm	$0.10 \times 22 = 2.2 \text{ KN/m}^2$
Isolation thermique	Ep = 4cm	$0.04 \times 4 = 0.16 \text{ KN/m}^2$
Plancher (16+5)	Ep = 21cm	2,8 KN/m ²
Enduit en plâtre	Ep = 2cm	$0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente : **G = 6.78KN/m²**

Charge d'exploitation : **Q = 1 KN/m²**

- **plancher étage courant et R.D.C**

Tableau II.3: Evaluation des charge du plancher étage courant et RDC en corps creux

Désignation	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	Ep=2cm	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN /m}^2$

Mortier de pose	Ep=2cm	$0.02 \times 20 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	Ep=2cm	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/ m}^2$
plancher (16+5)	Ep=21cm	2,8 KN/m^2
Enduit en plâtre	Ep=2cm	$0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$
Cloisons intérieures	Ep=10cm	$0,1 \times 10 = 1 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente : $G=5,2 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

b) Plancher en dalle pleine :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

Désignation	Epaisseur (cm)	G (kN/m^2)
Protection gravillon	Ep=5cm	$0.05 \times 17 = 0,85 \text{ KN/m}^2$
Etanchéité multicouche	Ep=2cm	$0.02 \times 6 = 0.12 \text{ KN/m}^2$
Forme de pente	Ep=10cm	$0.10 \times 22 = 2.2 \text{ KN/m}^2$
Isolation thermique	Ep=4cm	$0.04 \times 4 = 0.16 \text{ KN/m}^2$
Dalle pleine	Ep=20cm	$0.20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre	Ep=2cm	$0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

Charge permanent : $G=8.53 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

- **plancher étage courant et R.D.C**

Tableau II.5 : Evaluation des charge du plancher étage courant et RDC en dalle pleine

Désignation	Epaisseur (cm)	G (kN/m^2)
Carrelage	Ep=2cm	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN /m}^2$
Mortier de pose	Ep=2cm	$0.02 \times 20 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	Ep=2cm	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/ m}^2$
Dalle pleine	Ep=20cm	$0.20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre	Ep=2cm	$0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

Charge permanent : $G=6,4 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Balcon :**

Tableau II.6 : Evaluation des charges du balcon en dalle pleine

Désignation	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	Ep=2cm	0.02×22=0.44 KN /m ²
Mortier de pose	Ep = 2cm	0.02×20=0.40 KN/ m ²
Lit de sable	Ep=2cm	0,02×18=0,36 KN/ m ²
Dalle pleine	Ep = 15cm	0.2×25=3,75 KN/m ²
Enduit en ciment	Ep = 2cm	0.02×20= 0.40 KN/m ²

Charge permanente **G = 6,6 KN/m²**

Charge d'exploitation : **Q=3.5 KN/m²**

II.10.2. Escalier :

➤ Paillasse :

Tableau II.7 : **Evaluation des charges de la paillasse**

Désignation	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	Ep = 0.02m	0.02 × 22 = 0.44KN/ml
Mortier de pose	Ep = 0.02m	0.02 × 20 = 0.4 KN/ml
Lit de sable	Ep = 0.02m	0.02 × 18 = 0.36 KN/ml
Poids propre des marches	h = 0.17m	$\frac{22 \times 0.17}{2} = 1.87$ KN/ml
Poids propre de paillasse	Ep = 0.15m	$\frac{25 \times 0.15}{\cos \alpha} = 4.31$ KN/ml
Enduit en ciment	Ep = 0.01m	0.01 × 20 = 0.2 KN/ml
Garde de corps	/	1 KN/ml

Charge permanente : **G = 8.58 KN/ml**

Charge d'exploitation : **Q = 2.5 KN/ml**

➤ palier de repos:

Tableau II.8: **Evaluation des charges du palier de repos**

Désignation	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	Ep = 0.02m	0.02 × 22 = 0,44KN/ml
Mortier de pose	Ep = 0.02m	0.02 × 20 = 0,4KN/ml
Lit de sable	Ep = 0.02m	0.02 × 18 = 0,36KN/ml
Poids propre de palier	Ep = 0.15m	0.15 × 25 = 3,75KN/ml
Enduit en ciment	Ep = 0.01m	0.01× 20 = 0.2KN/ml

Charge permanente : $G = 5.15 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

II.11. Conclusion :

Dans ce chapitre on a défini les principes de calcul et expliquer les caractéristiques de base des matériaux, et on a pu déterminer un pré dimensionnement des éléments de la structure ainsi que leur descente des charges

Les résultats obtenus, nous servirons de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers corps creux et dalle pleine.

III.1. Introduction :

Le plancher étudié dans ce chapitre est un plancher à corps creux de 16cm d'épaisseur avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

III.2. Les type des poutrelles:

Les poutrelles forment avec la table de compression une section en T dont les dimensions sont données ci-dessous :

$$b = 0,65 \text{ m} ; \quad h_t = 0,21 \text{ m} ; \quad h_0 = 0,05 \text{ m} ; \quad b_0 = 0,12 \text{ m}$$

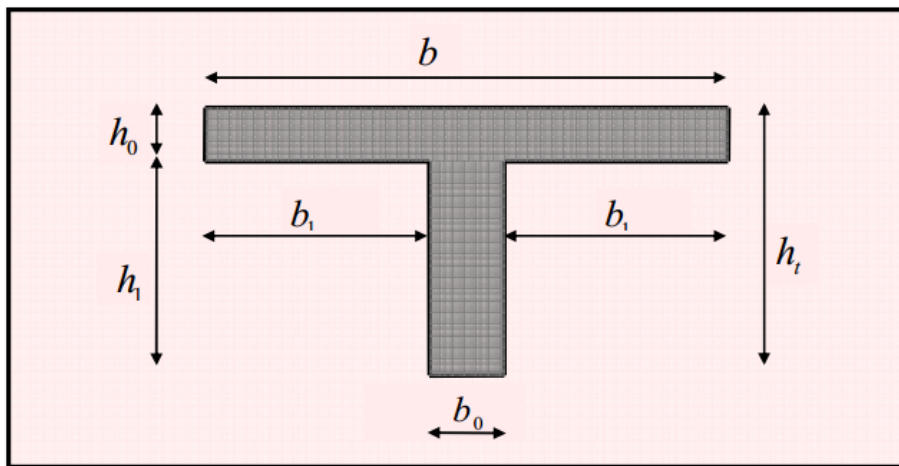


Figure III.1 : Les dimensions des poutrelles

Dans notre projet nous avons deux types de poutrelles :

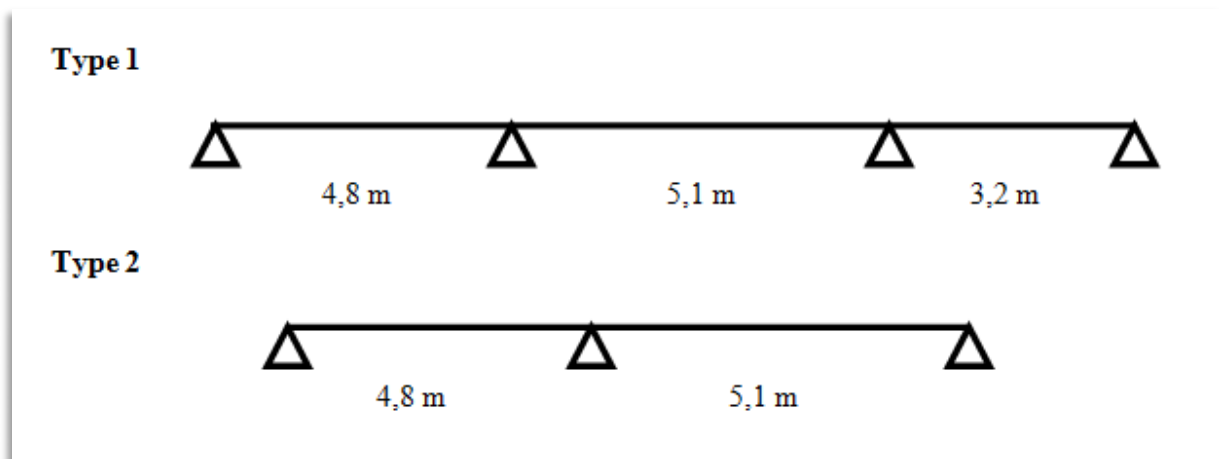


Figure III.2: Les différents types de poutrelles

III.3. Calcul des poutrelles :

Pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il existe trois méthodes qui sont :

⇒ Méthode forfaitaire.

⇒ Méthode de Caquot.

⇒ Méthode des trois moments.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à la méthode de Caquot.

III.4. Méthode de calcul :

III.4.1. Méthodes forfaitaire :

❖ Condition d'application

1^{ère} Condition : $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$

2^{ème} Condition : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

3^{ème} Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable

❖ Calcul des moments :

➤ Les moments en appui :

- $0,2M_0$ pour les appuis de rive
- $0,6M_0$ pour les appuis intermédiaires d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre de plus deux travées
- $0,4M_0$ pour les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

M_0 : Moment fléchissant isostatique de la travée considérée

➤ Les moments en travées :

- $M_t \geq \max[(1,05M_0); (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_W + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ (travée de rive)
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ (travée intermédiaire)

$$\text{Avec } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

M_t le moment maximal en travée.

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

❖ **les efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

T_w : Effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : Effort tranchant à droite de la travée.

III.4.2. La méthode de Caquot:

La méthode de calcul de Caquot est proposée par Albert Caquot, qui est une simplification de la méthode des trois moments

Cette méthode traite les planchers à des charges importantes qui remplacent la méthode forfaitaire dans le cas où ses conditions ne sont pas vérifiées

❖ **Les moments en appui :**

- $M = 0.15 M_0$ (Appuis de rive).
- $M = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8.5 (l_w' + l_e')}$ (Appuis intermédiaires)

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

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

$l' = l$ Pour une travée de rive

❖ **Les moments en travées :**

- $M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{l}\right)x + M_{i-1}$

Avec $x = \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{q \times l}$

l : longueur de la travée.

M_i, M_{i-1} : Moment aux appuis de droite, gauche respectivement

❖ **les efforts tranchants :**

- $T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$
- $T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$ Avec $T_0 = \frac{ql}{2}$

T_w, T_e : les efforts tranchants sur appui gauche et droite respectivement.

III.5.Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

III.5.1.Evaluation des charges :

Tableau III.1: Charges supportées par les poutrelles

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU (KN/m) qu=(1,35G+1,5Q)b	ELS (KN/m) qu=(G+Q)b
RDC Etage courant	5,2	1,5	0,65	6,03	4,36
Terrasse inaccessible	6,78	1	0,65	6,92	5,06

III.5.2. Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

III.5.2.a. Type 1 :

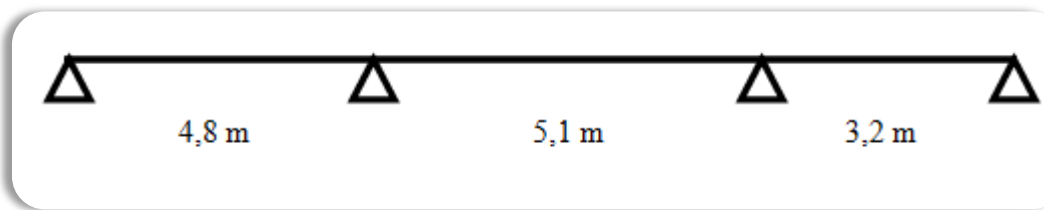


Figure III.3 : poutrelle de type 1

On va vérifier que **la méthode forfaitaire** est applicable :

- 1^{ère} Condition : $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$

Plancher RDC étage courant :

$$Q=1,5KN/m^2, G=5,2KN/m^2$$

$$\Rightarrow 1,5 \leq \max(2 \times 5,2; 5) \Rightarrow 1,5 \leq \max(10,4; 5) \Rightarrow 1,5 < 10,4 \dots\dots\dots CV$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$Q=1KN/m^2, G=6,78KN/m^2$$

$$\Rightarrow 1 \leq \max(2 \times 6,78; 5) \Rightarrow 1 \leq \max(13,56; 5) \Rightarrow 1 < 16,56 \dots\dots\dots CV$$

- 2^{ème} Condition : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$0,8 \leq \frac{4,8}{5,1}, \frac{5,1}{3,2} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq 0,94 ; 1,59 \leq 1,25 \dots \dots$. Donc la condition n'est pas vérifiée

Alors la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on passe à la méthode de Caquot

- **Plancher RDC étage courant :**

E.L.U :

$$qu = 6,03(\text{KN/m})$$

- **moment aux appuis :**

Appui de rive :

$$M_A = 0,15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 4,8^2}{8} = 17,37 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_A = -2,6 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,2^2}{8} = 7,72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_D = -1,16 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = -\frac{6,03 \times (4,8)^3 + 6,03 \times (0,8 \times 5,1)^3}{8,5 \times ((4,8) + (0,8 \times 5,1))} \Rightarrow M_B = -14,26 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{6,03 \times (0,8 \times 5,1)^3 + 6,03 \times (3,2)^3}{8,5 \times ((0,8 \times 5,1) + (3,2))} \Rightarrow M_C = -9,81 \text{ KN.m}$$

Travée AB:

$$M_{0AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 4,8^2}{8} = 17,37 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_{0BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 5,1^2}{8} = 19,61 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$M_{0CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,2^2}{8} = 7,72 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

Travée AB:

$$x_1 = \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{q \times l} \Rightarrow x_1 = \frac{4,8}{2} + \frac{-14,26 + 2,6}{6,03 \times 4,8} \Rightarrow x_1 = 2 \text{ m}$$

$$Mt_1 = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{l}\right)x + M_{i-1}$$

$$Mt_1 = \frac{6,03 \times 4,8}{2} \times 2 - \frac{6,03}{2} \times 2^2 + \left(\frac{-14,26 + 2,6}{4,8}\right) \times 2 - 2,6$$

$$Mt_1 = 9,42 \text{ KN.m}$$

Trave BC:

$$x_2 = \frac{5,1}{2} + \frac{-9,81 + 14,26}{6,03 \times 5,1} \Rightarrow x_2 = 2,7 \text{ m}$$

$$Mt_2 = \frac{6,03 \times 5,1}{2} \times 2,7 - \frac{6,03}{2} \times 2,7^2 + \left(\frac{-9,81 + 14,26}{5,1}\right) \times 2,7 - 14,26$$

$$Mt_2 = 7,64 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$x_3 = \frac{3,2}{2} + \frac{-1,16 + 9,81}{6,03 \times 3,2} \Rightarrow x_3 = 2,04 \text{ m}$$

$$Mt_3 = \frac{6,03 \times 3,2}{2} \times 2,04 - \frac{6,03}{2} \times 2,04^2 + \left(\frac{-1,16 + 9,81}{3,2}\right) \times 2,04 - 9,81$$

$$Mt_3 = 2,84 \text{ KN.m}$$

- **l'effort tranchant (T) :**

Travée AB:

$$Tw = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{l} \Rightarrow Tw = \frac{6,03 \times 4,8}{2} + \frac{-2,6 + 14,26}{4,8}$$

$$Tw = 16,9 \text{ KN}$$

$$Te = -\frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{l} \Rightarrow Te = -\frac{6,03 \times 4,8}{2} + \frac{-2,6 + 14,26}{4,8}$$

$$Te = -12,04 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$Tw = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{l} \Rightarrow Tw = \frac{6,03 \times 5,1}{2} + \frac{-14,26 + 9,81}{5,1}$$

$$Tw = 14,5 \text{ KN}$$

$$Te = -\frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{l} \Rightarrow Te = -\frac{6,03 \times 5,1}{2} + \frac{-14,26 + 9,81}{5,1}$$

$$Te = -16,25 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$Tw = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{l} \Rightarrow Tw = \frac{6,03 \times 3,2}{2} + \frac{-9,81 + 1,16}{3,2}$$

$$Tw = 6,945 \text{ KN}$$

$$Te = -\frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{l} \Rightarrow Te = -\frac{6,03 \times 3,2}{2} + \frac{-9,81 + 1,16}{3,2}$$

$$Te = -12,35 \text{ K}$$

On Résume les résultats obtenus dans ce tableau :

Tableau III.2: récapitulatif des Moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU (étage courant poutrelle type1)

Travée	Appui	qu(KN/m)	Moment sur appui (KN.m)	Moment sur travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Tw	Te
AB	A	6,03	-2,6	9,42	16,9	-12,04
	B	6,03	-14,26			
BC	C	6,03	-9,81	7,64	14,5	-16,25
	D	6,03	-1,16			
CD	D	6,03	-1,16	2,84	6,945	-12,35

Diagrammes du Moments fléchissant et des efforts tranchants:

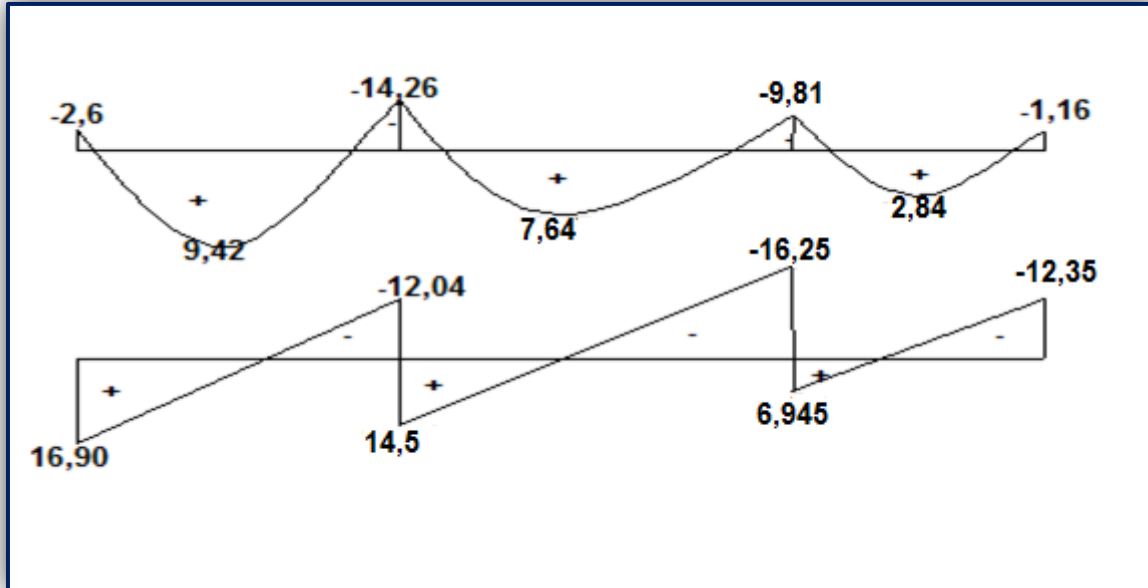


Figure III.4: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 1/ étage courant)

ELS :

$$qu = 4,36(\text{KN/m})$$

Avec la même procédure on fait les calculs et les résultats sont mentionnés dans Ce tableau:

Tableau III.3 : récapitulatif des Moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS (étage courant poutrelle type1)

Travée	Appui	qu (KN/m)	Moment sur appui (KN.m)	Moment sur travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Tw	Te
AB	A	4,36	-1,88	6,82	12,22	-8,71
	B	4,36	-10,31			
BC	C	4,36	-7,09	5,52	10,49	-11,75
	D	4,36	-0,84			
CD				2,05	5,026	-8,93

Diagrammes du Moments fléchissant et des efforts tranchants:

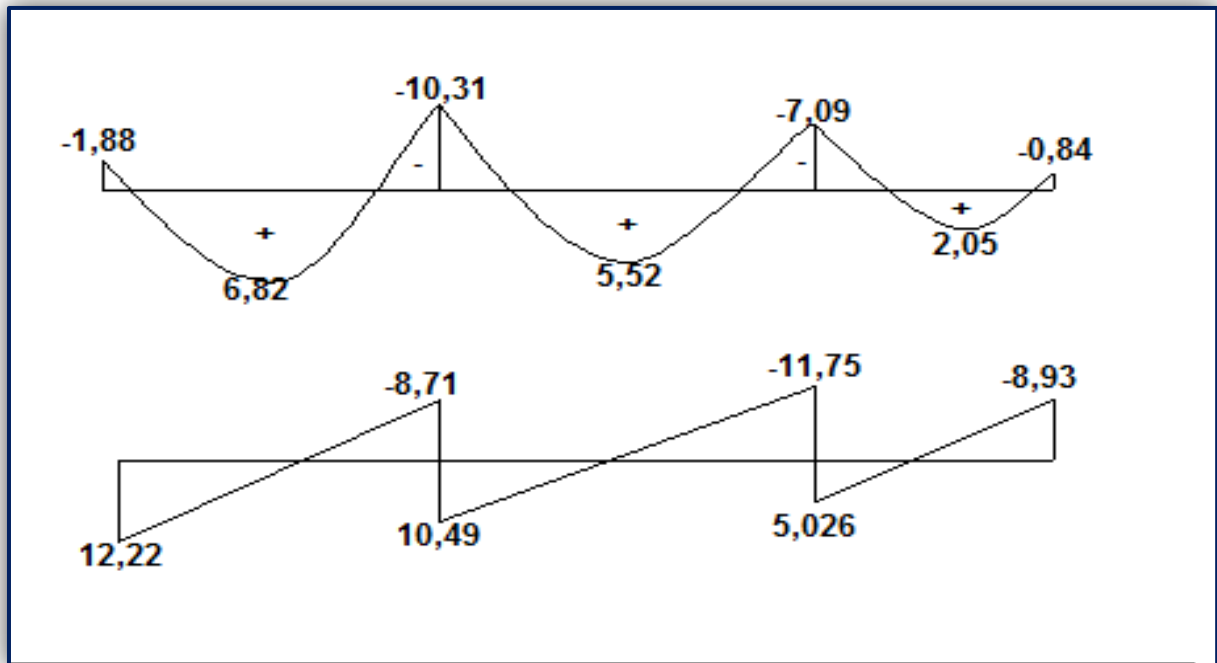


Figure III.5: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS (type 1/ étage courant)

- **Terrasse inaccessible :**

E.L.U :

$$qu = 6,92(\text{KN/m})$$

Tableau III.4: récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU (terrasse inaccessible poutrelle type1)

Travée	Appui	qu(KN/m)	Moment sur appui (KN.m)	Moment sur travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Tw	Te
AB	A	6,92	-2,99	10,81	19,40	-13,82
	B	6,92	-16,37			
BC	C	6,92	-11,26	8,76	16,65	-18,65
	D	6,92	-1,33			
CD	D	6,92	-1,33	3,26	7,97	-14,08

Diagrammes du Moments fléchissant et des efforts tranchants:

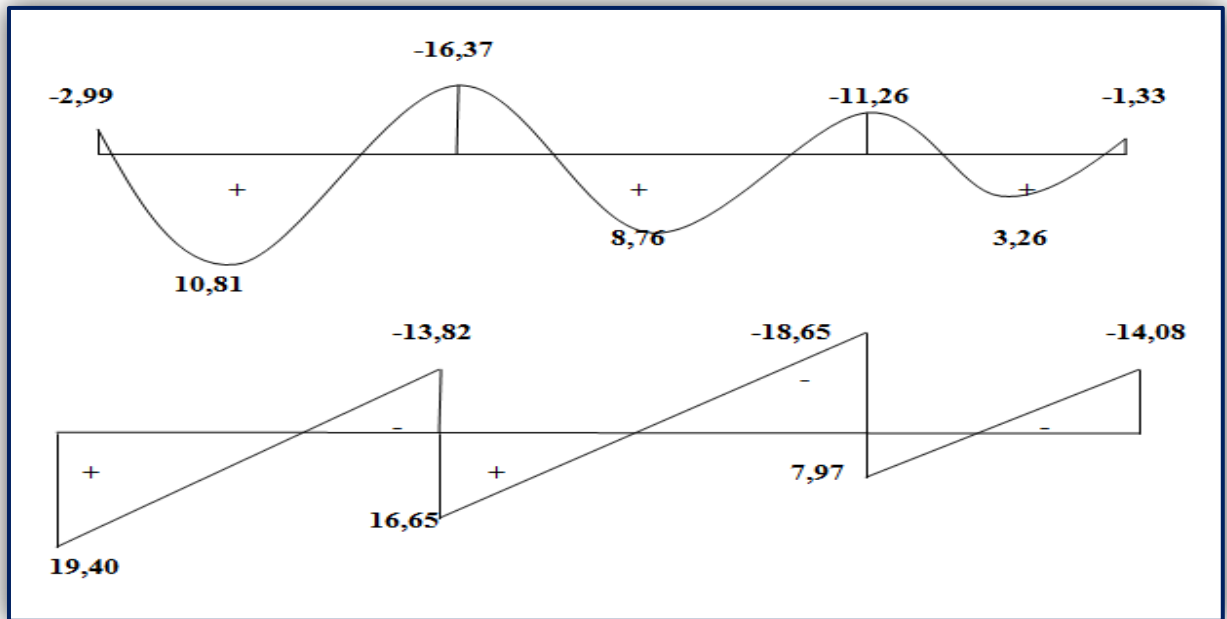


Figure III.6: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 1/terrasse)

ELS:

$$q_u = 5,06 \text{ (KN/m)}$$

Tableau III.5 : récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS (terrasse inaccessible poutrelle type1)

Travée	Appui	qu (KN/m)	Moment sur appui (KN.m)	Moment sur travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Tw	Te
AB	A	5,06	-2,19	7,903	14,18	-10,104
	B	5,06	-11,97			
BC	C	5,06	-8,23	6,79	12,17	-13,64
	D	5,06	-0,97			
CD	D	5,06	-0,97	2,39	5,83	-10,36

Diagrammes du Moments fléchissant et des efforts tranchants:

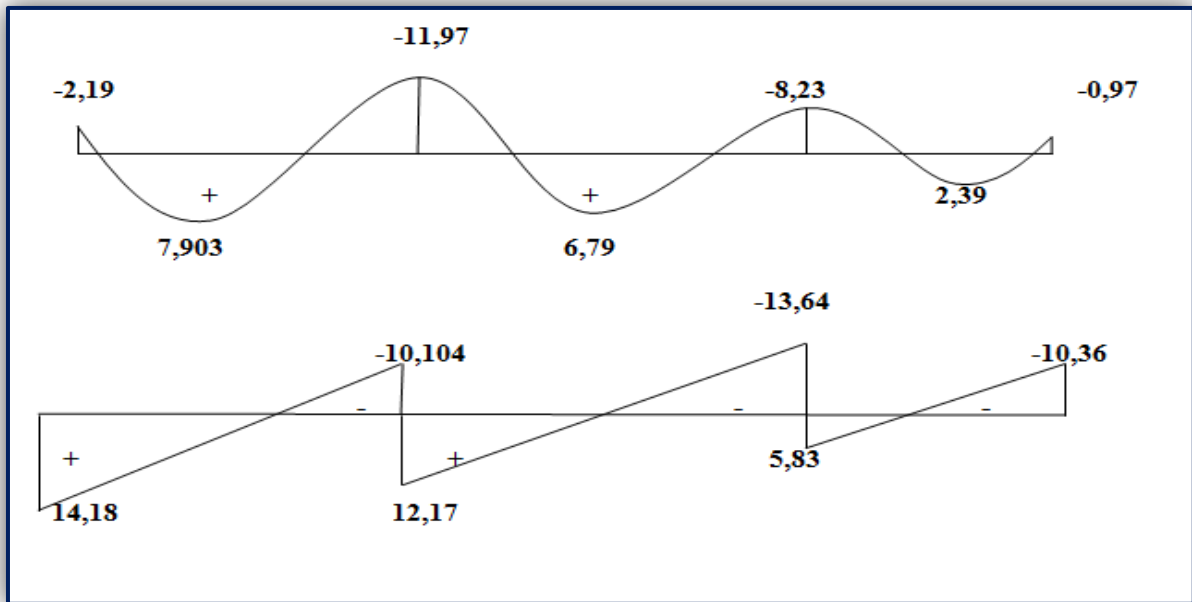


Figure III.7: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS (type 1/terrasse)

III.5.2.b. Type 2 :

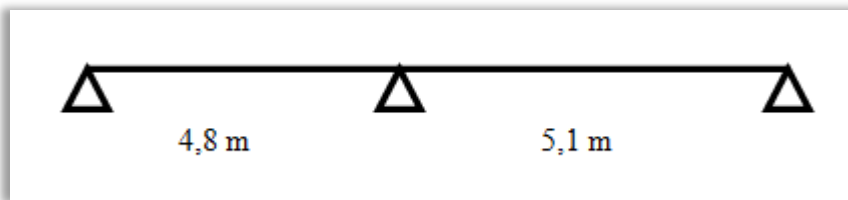


Figure III.8 : poutrelle de type 2

Les conditions :

- 1^{ère} Condition : $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$

Plancher RDC étage courant :

$$Q=1,5KN/m^2, G=5,2KN/m^2$$

$$\Rightarrow 1,5 \leq \max(2 \times 5,2; 5) \Rightarrow 1,5 \leq \max(10,4; 5) \Rightarrow 1,5 < 10,4 \dots\dots\dots CV$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$Q=1 KN/m^2, G=6,78 KN/m^2$$

$$\Rightarrow 1 \leq \max(2 \times 6,78; 5) \Rightarrow 1 \leq \max(13,56; 5) \Rightarrow 1 < 16,56 \dots\dots\dots CV$$

- 2^{ème} Condition : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{4,8}{5,1} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq 0,94 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- 3^{ème}. Condition : Inertie constante..... ..CV
- 4^{ème}. Condition : On suppose que la fissuration est peu préjudiciableCV

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **Plancher RDC étage courant :**

E.L.U :

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

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 6,03 \text{ (KN/m)}$$

$$\text{Calcul de } \alpha : \alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = \frac{1,5}{1,5+5,2} \Rightarrow \alpha = 0,22$$

$$\text{Calcul du moment isostatique } M_0 : M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{6,03(4,8)^2}{8} \Rightarrow M_{01} = 17,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6,03(5,1)^2}{8} \Rightarrow M_{02} = 19,61 \text{ KN.m}$$

- **moment aux appuis :**

$$M_A = 0,2M_{01} \Rightarrow M_A = 0,2 \times 17,37 \Rightarrow M_A = 3,47 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6M_{02} \Rightarrow M_B = 0,6 \times 19,61 \Rightarrow M_B = 11,76 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_{02} \Rightarrow M_C = 0,2 \times 19,61 \Rightarrow M_C = 3,92 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

Travée 1 (AB) :

C'est une travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt \geq \text{Max}[(1,05)M_{01}; (1 + 0,3\alpha)M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} \\ Mt \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt \geq \text{Max}[18,238 ; 18,516] - 7,62 \\ Mt \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,22)}{2} \times 17,37 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} Mt \geq 10,89 \text{ KN.m} \\ Mt \geq 10,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $Mt = 10,99 \text{ KN.m}$

Travée 2 (BC) :

C'est une travée de rive :

$$\begin{cases} Mt \geq \text{Max}[(1,05)M_{0^2}; (1 + 0,3\alpha)M_{0^2}] - \frac{M_B + M_C}{2} \\ Mt \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt \geq \text{Max}[20,59; 20,90] - 7,84 \\ Mt \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,22)}{2} \times 19,61 \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt \geq 13,057 \text{ KN.m} \\ Mt \geq 12,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $Mt = 13,057 \text{ KN.m}$

• **l'effort tranchant (T) :**

Travée 1 (AB) :

$$T_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

$$T_w = \frac{6,03 \times 4,8}{2} + \frac{3,47 + 11,76}{4,8}$$

Donc $T_w = 17,64 \text{ KN}$

$$T_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{6,03 \times 4,8}{2} + \frac{3,47 + 11,76}{4,8}$$

Donc $T_e = -11,302 \text{ KN}$

Travée 2 (BC) :

$$T_w = \frac{6,03 \times 5,1}{2} + \frac{11,76 + 3,92}{5,1}$$

Donc $T_w = 18,45 \text{ KN}$

$$T_e = -\frac{6,03 \times 5,1}{2} + \frac{11,76 + 3,92}{5,1}$$

Donc

$$T_e = -12,305 \text{ KN}$$

On Résume les résultats obtenus dans ce tableau :

Tableau III.6 : récapitulatif des Moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU (étage courant poutrelle type2)

Travée	Appui	qu(KN/m)	Moment sur appui (KN.m)	Moment sur travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Tw	Te
AB	A	6,03	3,47	10,99	17,64	-11,302
	B	6,03	11,76			
BC	B	6,03	11,76	13,057	18,45	-12,305
	C	6,03	3,92			

Diagrammes du Moments fléchissant et des efforts tranchants:

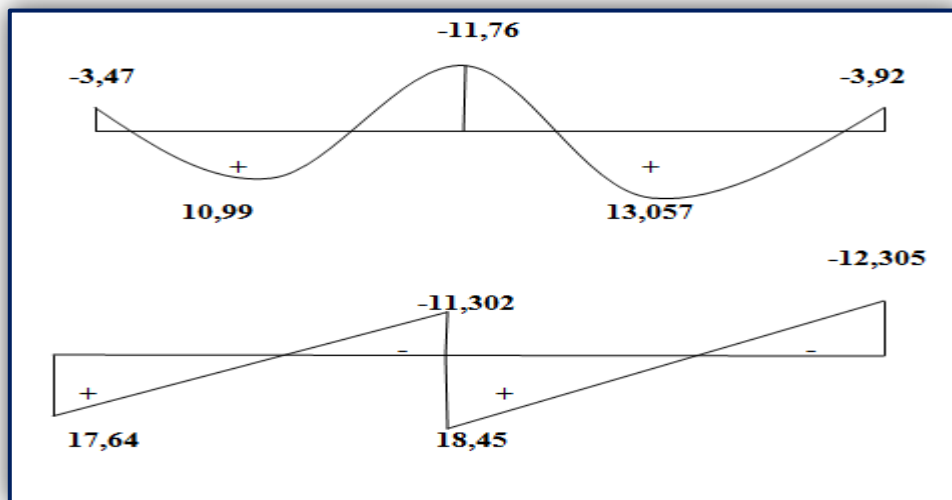


Figure III.9: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 2/ étage courant)

En suivant le même cheminement, on fait les calculs et les résultats sont mentionnés dans les tableaux :

ELS :

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

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 4,36(\text{KN/m})$$

$$\text{Calcul de } \alpha : \alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = \frac{1,5}{1,5+5,2} \Rightarrow \alpha = 0,22$$

$$\text{Calcul du moment isostatique } M_0 : M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{4,36(4,8)^2}{8} \Rightarrow M_{01} = 12,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{4,36(5,1)^2}{8} \Rightarrow M_{02} = 14,17 \text{ KN.m}$$

Tableau III.7: récapitulatif des Moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS (étage courant poutrelle type2)

Travée	Appui	qu(KN/m)	Moment sur appui (KN.m)	Moment sur travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Tw	Te
AB	A	4,36	2,51	7,94	12,76	-8,174
	B	4,36	8,502			
BC	B	4,36	8,502	9,44	13,34	-8,898
	C	4,36	2,83			

Diagrammes du Moments fléchissant et des efforts tranchants:

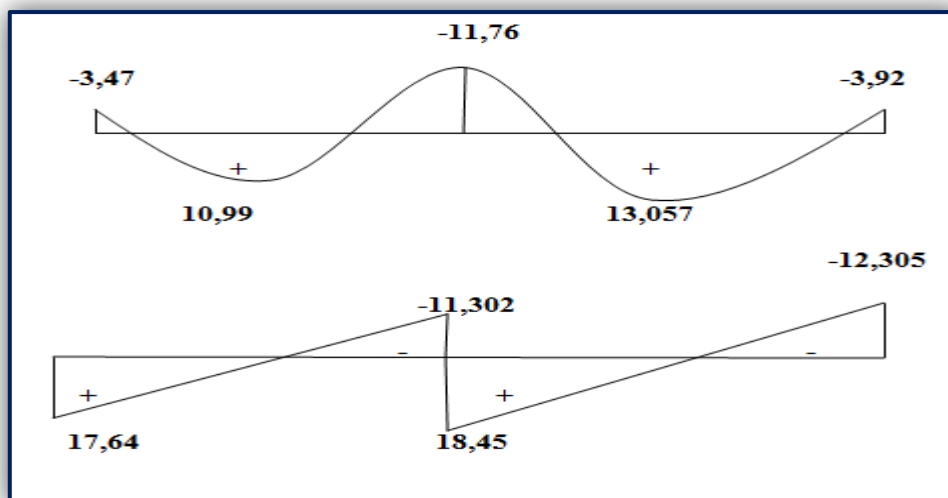


Figure III.10 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 2/étage courant)

- **Terrasse inaccessible :**

E.L.U :

$$\begin{cases} G = 6,78 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad qu = 6,92 \text{ (KN/m)}$$

Calcul de α : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = \frac{1}{1+6,78} \Rightarrow \alpha = 0,128$

Calcul du moment isostatique M_0 : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$$M_{01} = \frac{6,92(4,8)^2}{8} \Rightarrow M_{01} = 19,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6,92(5,1)^2}{8} \Rightarrow M_{02} = 22,50 \text{ KN.m}$$

Tableau III.8: récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU (terrasse inaccessible poutrelle type2)

Travée	Appui	qu(KN/m)	Moment sur appui (KN.m)	Moment sur travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Tw	Te
AB	A	6,92	3,99	12,34	20,25	-12,97
	B	6,92	13,5			
BC	B	6,92	13,5	14,63	21,18	-14,12
	C	6,92	4,5			

Diagrammes du Moments fléchissant et des efforts tranchants:

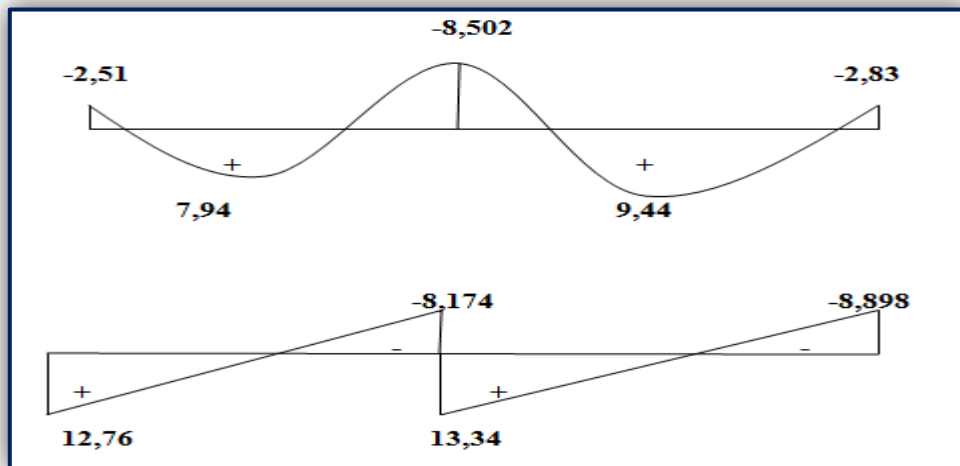


Figure III.11: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS (type 2/ étage courant)

ELS:

$$\begin{cases} G = 6,78 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad qu = 5,06 \text{ (KN/m)}$$

Calcul de α : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = \frac{1}{1+6,78} \Rightarrow \alpha = 0,128$

Calcul du moment isostatique M_0 : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$$M_{01} = \frac{5,06(4,8)^2}{8} \Rightarrow M_{01} = 14,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5,06(5,1)^2}{8} \Rightarrow M_{02} = 16,45 \text{ KN.m}$$

Tableau III.9 : récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS (terrasse inaccessible poutrelle type2)

Travée	Appui	qu(KN/m)	Moment sur appui (KN.m)	Moment sur travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Tw	Te
AB	A	5,06	2,91	9,02	14,80	-9,48
	B	5,06	9,87			
BC	B	5,06	9,87	10,69	15,48	-10,32
	C	5,06	3,29			

Diagrammes du Moments fléchissant et des efforts tranchants:

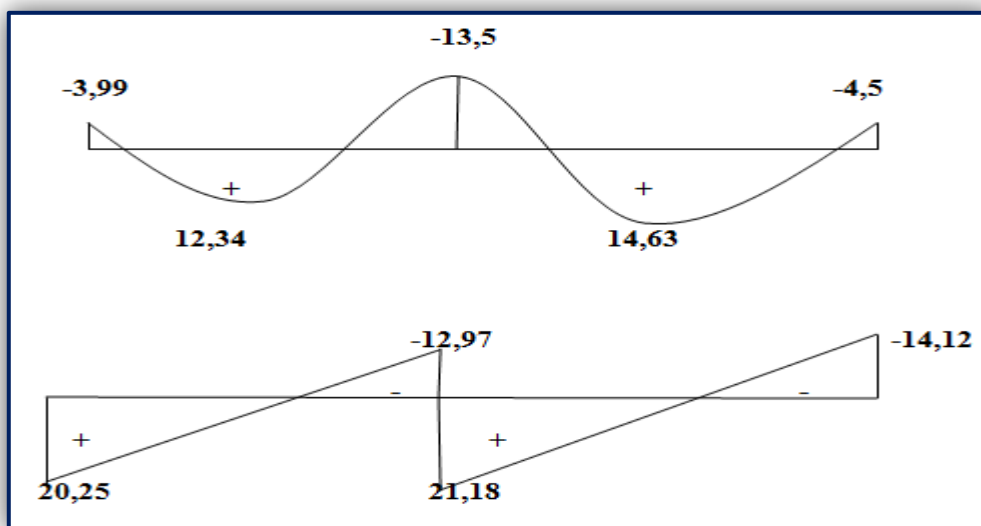


Figure III.12: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU (type 2/terrasse)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS

planchers	Type poutrelle	Moment Max(KN.m)				Effort tranchant Max (KN)	
		En appui		En travée		ELU	ELS
		ELU	ELS	ELU	ELS		
RDC+étage courant	1	14,26	10,31	9,42	6,82	16,9	12,22
	2	11,76	8,502	13,057	9,44	18,45	13,34
Terrasse inaccessible	1	16,37	11,97	10,81	7,903	19,40	14,18
	2	13,50	9,87	14,63	10,69	21,18	15,48

III.6. Calcul du Ferrailage :

III.6.1. L'ELU :

➤ En travée :

D'après le tableau des moments, on prend le moment max des travées :

$$M_u = M_{max} = 14,63 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant M_t équilibré par la table de compression :

$$M_t = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \left(\frac{h_0}{2} \right) \right)$$

$$\text{Avec } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,189$$

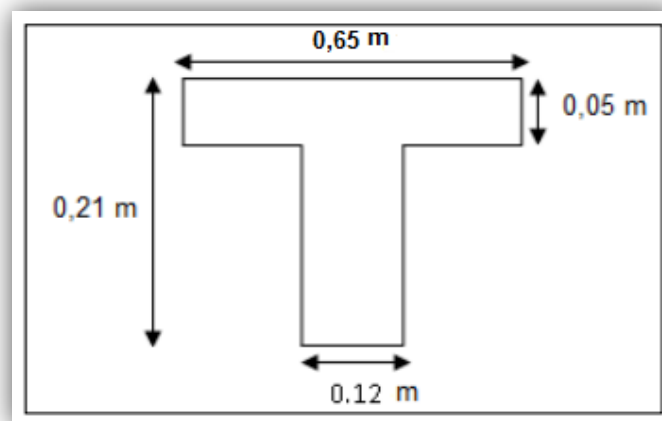


Figure III.13: section de poutrelle

$$\text{Donc } Mt = 14,17 \times 0,65 \times 0,05 \times (0,189 - \left(\frac{0,05}{2}\right))$$

$$Mt = 0,07552 \text{ MN.m} = 75,52 \text{ KN.m}$$

$$14,63 \text{ KN.m} < 75,52 \text{ KN.m} \quad Mu < Mt$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$

• **Moment ultime réduite :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,63 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,0444 < 0,392 = \mu_l$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Au = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$$

Position relative de la fibre neutre :

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,044)}) = 0,056 \\ \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,056) = 0,98 \end{cases}$$

$$Au = \frac{14,63 \times 10^{-3}}{0,98 \times 0,189 \times 348} = 2,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } \mathbf{3T10} \Rightarrow Au = 2,35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$Au_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Au_{min} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$Au_{min} \geq 1,48 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Au = 2,35 \text{ cm}^2 > Au_{min} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **En appui :**

D'après le tableau des moments, on prend le moment max des appuis :

$$Mu = Mmax = 16,37 \text{ KN.m}$$

$$Mu < Mt = 75,52 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

• **Moment ultime réduite :**

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,37 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,269 < 0,392 = \mu_l$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Au = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$$

Position relative de la fibre neutre

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,269)}) = 0,401 \\ \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,401) = 0,84 \end{cases}$$

$$Au = \frac{16,37 \times 10^{-3}}{0,84 \times 0,189 \times 348} = 2,96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } \mathbf{2T14} \Rightarrow Au = 3,08 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$Au_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$\text{Avec } ft_{28} = 0,6 + 0,06fc_{28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Au_{min} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$Au_{min} \geq 0,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } Au = 3,08 \text{ cm}^2 > Au_{min} \Rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

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

La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \min \left(0,2 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec : $V_{\max} = 21,18 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{21,18 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} \leq \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

- **Les armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset l\right) \Rightarrow \emptyset t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 12\right) \Rightarrow \emptyset t \leq \min(6 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 12 \text{ mm})$$

Donc on prend $\emptyset t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des cadres S_t :**

– Dans les zones nodales :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min\left(\frac{21}{4}; 12 \times 0,6\right) = \min(5,25; 7,2)$$

Donc $S_t = 5,25 \text{ cm}$

– En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2}$$

Donc $S_t = 10 \text{ cm}$

III.6.2. Vérification à l'ELS :

D'après BAEL 91, on doit vérifier que si la condition : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, alors la vérification de la contrainte de compression de béton n'est pas nécessaire.

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

➤ **En travée**

$$M_u = 14,63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10,69 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,63}{10,69} \Rightarrow \gamma = 1,36$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,056 \leq 0,43 \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **En appui :**

$$M_u = 16,37 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 11,97 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,37}{11,97} \Rightarrow \gamma = 1,36$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,064 \leq 0,43 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc il n'y a pas nécessaire de vérification de contrainte.

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec } D = \frac{15}{b}(Au + Au') = \frac{15}{65} \times (3,08 + 0) = 0,62 \text{ cm } Au' = 0$$

$$E = \frac{30}{b}(Au \cdot d + Au' \cdot d') = \frac{30}{65}(2,67 \times 18,9 + 0) = 23,29 \text{ cm}^2$$

$$y = -0,62 + \sqrt{0,62^2 + 23,29} \Rightarrow y = 4,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15Au(d - y) + 15Au'(y - d)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{65}{3} \times 4,25^3 + 15 \times 2,67(18,9 - 2,67)^2 + 0 = 12212,95 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ avec } M_{ser} = 10,69 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10,69 \times 10^2}{12212,95} \times 4,25 = 0,3720 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,72 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Donc } \quad \text{Condition Vérifié}$$

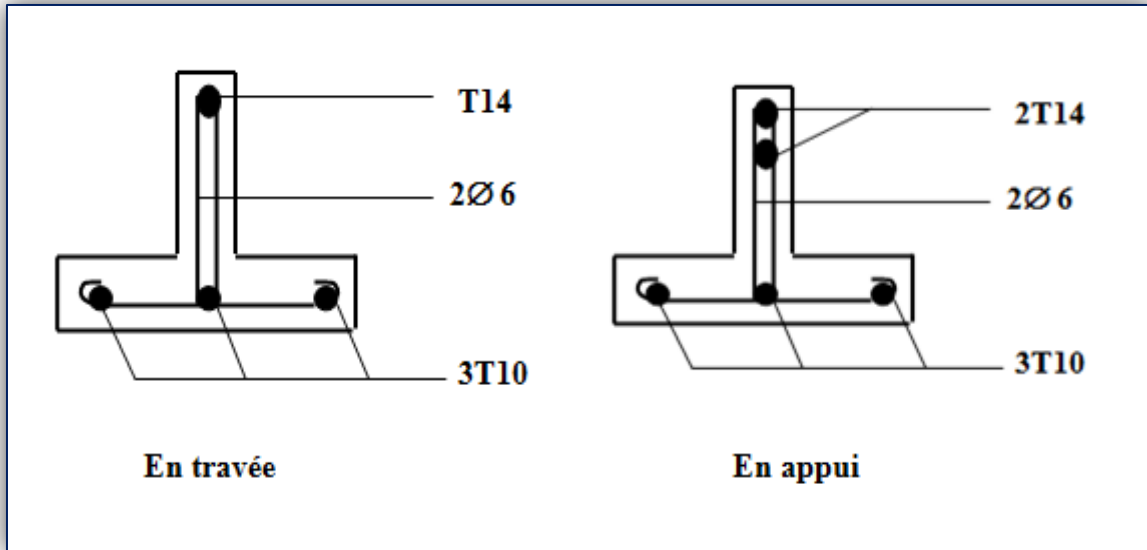


Figure III.14 : disposition de ferrailages des les poutrelles

III.6.3. Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre $\varnothing 6$ mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 & \rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 & \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \\ & A_2 = \frac{A_1}{2} \end{cases}$$

Avec $L_1=65$ cm (distance entre l'axe des poutrelles)

$f_e=235$ MPa (quadrillage de T.S.TIE 235)

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

Alors $A_1 = 4 \times \frac{65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc on prend $4 \varnothing 6=1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1,11}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Donc on prend $2 \varnothing 6=0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

On prend un treillis soudé de diamètres $\varnothing 6$, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

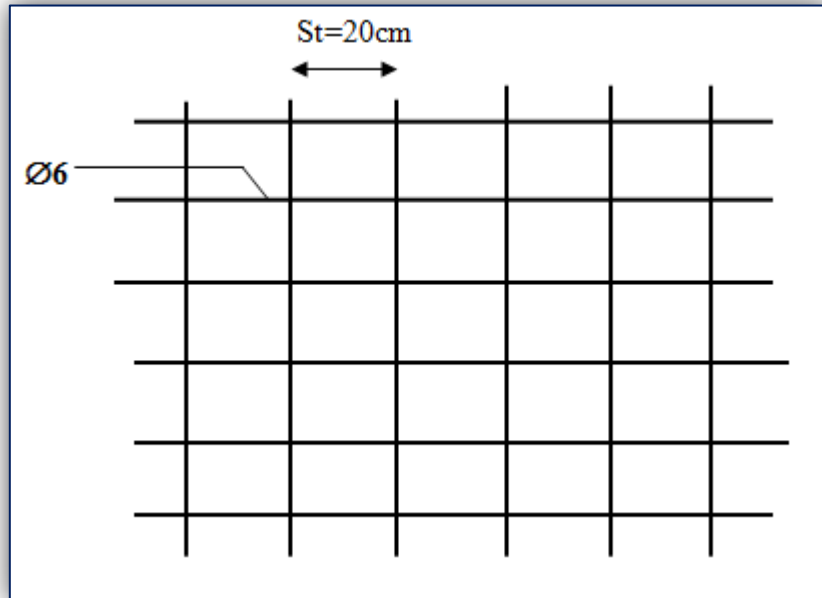


Figure III.15: Disposition d'armatures de la dalle de compression

III.7. Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrillé le plancher à corps creux (planchers de première variante). Dans le chapitre suivant, nous ferons l'étude, calcul et ferrillage de planchers de deuxième variante (planchers dalle pleine).

IV.1. Introduction:

Dans ce chapitre, on va étudier le plancher de deuxième variante. Le plancher étudié est une dalle pleine de 20 cm d'épaisseur.

Ce type de dalle a un ferrailage qui se distingue par des armatures porteurs, positionnés parallèlement à la portée des armatures de répartition, en fonction du ferrailage souhaité, plusieurs nappes d'armatures peuvent être placées en laissant un espacement donné.

IV.2. Principe de calcul :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera la méthode BAEL, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à $1,25 M_0$ dans les deux directions.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

M_t: Moment en travée.

M_w et M_e : valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

M₀: Moment pour une dalle simplement appuyée

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés. En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de $0,25M_0$ permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple)

Dans notre cas on a des dalles portantes dans deux directions : Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux directions, lorsque les conditions sont vérifiées :

Le rapport:

$$0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{Dalle portante dans deux directions}$$

IV.3. Combinaisons fondamentales :

❖ **Plancher terrasse (inaccessible) :**

$$G = 8.53 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} \rightarrow Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 13.01 \text{ KN/ml}$$

ELS → $Q_s = G+Q$
 $Q_s = 9.53 \text{ KN/ml}$

❖ **Plancher étage courant et RDC :**

ELU: $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q (1,35 \times 6.4 + 1,5 \times 1.5) \Rightarrow$ Pour une bande de 1 m de largeur
 $Q_u = 10.89 \text{ KN/ml}$

ELS: $Q_s = G+Q = (6.4 + 1.5)$
 $Q_s = 7.9 \text{ KN/ml}$

IV.4. Les moments fléchissant :

Il s'avère que il est possible de faire les calculs des moments avec la méthode BAEL à l'aide du logiciel SAP 2000 qui nous donne des résultats fiable et précis des moments en appuis et en travée.

❖ **Panneau dalle portant sur deux directions :**

Dans notre dalle pleine on a plusieurs panneaux, on prend comme exemple de calcul le panneau le plus sollicité.

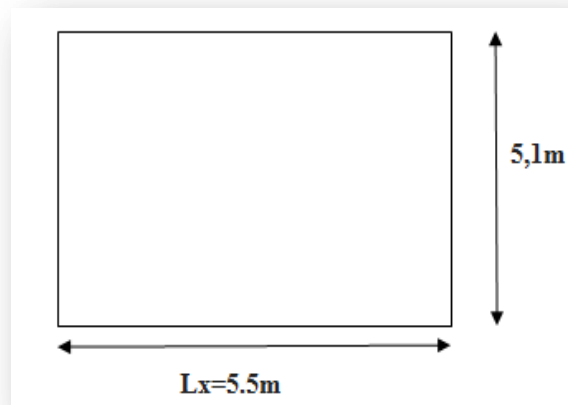


Figure IV.1 : Le panneau le plus sollicité

$L_x = 5.5 \text{ m} ; L_y = 5.1\text{m}$

→ $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.1}{5.5} = 0.93 > 0.4$ C.V

Les résultats de calcul obtenus par logiciel SAP 2000 sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.1 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS

	M x (kN. m)				My (kN. m)			
	Appuis		Travée		appuis		travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Panneau Terrasse	61,50	44,67	20,94	15,20	46,49	33,98	11,38	8,35
Panneau étage courant et RDC	67,17	48,48	17,33	12,5	39,91	29,01	9,87	7,18

IV.5. Détermination des armatures:

IV.5.1. Plancher terrasse inaccessible :

Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm soumise à la flexion simple.

h: est l'épaisseur de la section 20 cm.

b: est la largeur de la section 100 cm.

d = e - d' = 18 cm

$c = \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$

➤ **ELU:**

Le sens X :

⇒ **En travée**

$M_{tx} = 20.94 \text{ kN. M}$

$$\mu_b u = \frac{M_t}{b d^2 f_{ub}} = \frac{20.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.046$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b u}) = 0.06$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st.z}} = \frac{20.94 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} = 3.34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(ATX : A_{\min}) = 3.34 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_x^t = 5T10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^3/\text{ml}$ avec un espacement: $S = 20 \text{ cm}$

- **Calcul des espacements:**

$S_t \min(3h; 33) \text{ cm}$

$S_t \min(60; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

$S_t 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

\Rightarrow **En appuis :**

Max = 61.50 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{ub}} = \frac{61.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.13$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.18$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s z} = \frac{61.5 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} = 9.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17$$

Soit: $A_x^a = 7T14/\text{ml} = 10.77 \text{ cm}^3/\text{ml}$ avec un espacement: $S = 15 \text{ cm}$

- **ELS :**

On étudie la condition suivante :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

⇒ **En travée :**

On a $M_u = 20.94 \text{ KN.m}$; $M_s = 15.20 \text{ KN.m}$

Avec : $\alpha = 0.06$

$$\text{Et : } \gamma = \frac{20.94}{15.20} = 1.38$$

$$\text{Par suite : } 0.06 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0.06 < 0.44$ Condition Vérifiée.

⇒ **En appui :**

On a $M_u = 61.50 \text{ KN.m}$; $M_s = 44.67 \text{ KN.m}$

Avec : $\alpha = 0.18$

$$\text{Et : } \gamma = \frac{61.50}{44.67} = 1.38$$

$$\text{Par suite : } 0.18 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0.18 < 0.44$ Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton a l'ELS.

➤ **ELU:**

Le sens Y :

⇒ **En travée**

$M_{tx} = 11.38 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{ub}} = \frac{11.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18 \times 0.18 \times 14.17} = 0.025$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.03$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st,z}} = \frac{11.38 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} = 1.82 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A = \max(A_y^t ; A_{min}) = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_y^t = 5T10/ml = 3.92 \text{ cm}^3/ml$ avec un espacement: $S = 20 \text{ cm}$

- **Calcul des espacements:**

$$S_t \min(3h; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \min(60; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$S_t 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

⇒ En appuis :

$$M_{ay} = 46.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{ub}} = \frac{46.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.100$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.17$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st.z}} = \frac{46.49 \times 10^{-3}}{348 \times 0.17} = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_y^a = 7T14/ml = 10.77 \text{ cm}^3/ml$ avec un espacement: $S = 15 \text{ cm}$

- **ELS :**

On étudie la condition suivante :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

⇒ **En travée :**

$$\text{On a } M_u = 11.38 \text{ KN.m} ; M_s = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 0.03$$

$$\text{Et : } \gamma = \frac{11.38}{8.35} = 1.36$$

$$\text{Par suite : } 0.06 \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0.03 < 0.43$ Condition vérifiée.

⇒ **En appui :**

On a $M_u = 46.49 \text{ KN.m}$; $M_s = 33.98 \text{ KN.m}$

Avec : $\alpha = 0.13$

Et : $\gamma = \frac{46.49}{33.98} = 1.37$

Par suite : $0.18 \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100}$

$\alpha = 0.13 < 0.435$ Condition vérifiée.

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton a l'ELS.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \\ V_{uy} = Q_u \times \frac{l_x}{3} \leq V_{ux} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \quad q_u = 13.01 \text{ kN/m} \quad ; \quad L_x = 5,5 \text{ m} \quad ; \quad \rho = 0.73$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{13.01 \times 5.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.73}{2}} = 26.11 \\ V_{uy} = 13.01 \times \frac{5.5}{3} = 23.85 \leq V_{ux} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = 26.11 \text{ Kn} \\ V_{uy} = 23.85 \text{ Kn} \leq V_{ux} \end{array} \right.$$
$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{2611}{100 \times 18 \times 100} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle.

τ_u : Contrainte tangentielle admissible.

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **On apte donc :**

→ **En travée :**

⇒ Pour ce qui est du choix des armatures, on prend une double nappes de 5T10 chacune comme ferrailage longitudinal en appuis de section 3.92 cm^2 en raison de facilité de la mise en œuvre.

- $A_x^t = 5T10 /ml = 3.92 \text{ cm}^2/ml$
- $A_y^t = 5T10 /ml = 3.92 \text{ cm}^2/ml$

→ **En appui :**

⇒ Pour ce qui est du choix des armatures, on prend une double nappes de 7T14 chacune comme ferrailage longitudinal en appuis de section 10.77 cm^2 en raison de facilité de la mise en œuvre.

- $A_x^a = 7 T14 /ml = 10.77 \text{ cm}^2/ml$
- $A_y^a = 7 T14 /ml = 10.77 \text{ cm}^2/ml$

Tableau IV.2 : Moments max et choix ferrailage terrasse inaccessible

En Traver					En Appuis				
	M max	Section calculée (cm ²)	Choix	Section (cm ²)		M max	Section calculée A(cm ²)	Choix	Section (cm ²)
Sens X	20.94	3.34	5T10	3.92	Sens X	61.50	9.81	7T14	10.77
Sens Y	11.38	2.17	5T10	3.92	Sens Y	46.49	7.85	7T14	10.77

IV.5.2 Plancher étage courant :

➤ **ELU:**

Le sens X :

⇒ **En travée**

$$M_{tx} = 17.33 \text{ kN. m}$$

$$\mu_b u = \frac{M_t}{b d^2 f_{ub}} = \frac{17.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18 \times 0.18 \times 14.17} = 0.038$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b u}) = 0.048$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st.z}} = \frac{17.33 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} = 2.77 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(ATX : A_{\min}) = 2.77 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_x^t = 5T10/ml = 3.92 \text{ cm}^3/ml$ avec un espacement: $S = 20 \text{ cm}$

- **Calcul des espacements:**

St min(3h; 33) cm

St min(60; 33) cm = 33 cm

St 20 cm < 33 cm Condition vérifiée

⇒ **En appuis :**

Max = 67.17 KN.m

$$\mu bu = \frac{Mt}{bd^2 f_{ub}} = \frac{67.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18 \times 0.18 \times 14.17} = 0.15$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 0.19$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.20$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\sigma_{st} Z} = \frac{67.17 \times 10^{-3}}{348 \times 0.17} = 9.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_x^a = 7T14/ml = 10.77 \text{ cm}^3/ml$ avec un espacement: S= 15 cm

➤ **ELS :**

On étudie la condition suivante :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

⇒ **En travée :**

On a $M_u = 17.33 \text{ KN.m}$; $M_s = 12.5 \text{ KN.m}$

Avec : $\alpha = 0.048$

$$\text{Et : } \gamma = \frac{17.33}{12.5} = 1.39$$

$$\text{Par suite : } 0.06 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0.03 < 0.445$ Condition vérifiée.

⇒ **En appui :**

On a $M_u = 67.17 \text{ KN.m}$; $M_s = 48.48 \text{ KN.m}$

$$\text{Avec : } \alpha = 0.19 \quad \text{Et : } \gamma = \frac{67.17}{48.48} = 1.39$$

Par suite : $0.18 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100}$

$\alpha = 0.19 < 0.445$ Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton a l'ELS.

➤ **ELU:**

Le sens Y :

⇒ **En travée**

$M_{tx} = 9.87 \text{ kN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{ub}} = \frac{9.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18 \times 0.18 \times 14.17} = 0.02$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.021$

$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18$

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

$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st.z}} = \frac{9.87 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} = 1.58 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité:**

$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{\min} = 0.23 * 1 * 0.18 \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$

$A = \max (A_y^t ; A_{\min}) = 2.17 \text{ cm}^2$

Soit: $A_y^t = 5T10/ml = 3.92 \text{ cm}^3/ml$ avec un espacement: $S = 20 \text{ cm}$

• **Calcul des espacements:**

$S_t \min(3h; 33) \text{ cm}$

$S_t \min(60; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

$S_t 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

⇒ **En appuis :**

$M_{ay} = 39.91 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{ub}} = \frac{39.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18 \times 0.18 \times 14.17} = 0.08$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.10$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.17$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st,z}} = \frac{39.91 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0.17} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.18 \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_y^a = 7T14/ml = 10.77 \text{ cm}^3/ml$ avec un espacement: $S = 15 \text{ cm}$

➤ **ELS :**

On étudie la condition suivante :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

⇒ **En travée :**

$$\text{On a } M_u = 9.87 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 7.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 0.021$$

$$\text{Et : } \gamma = \frac{9.87}{7.18} = 1.374$$

$$\text{Par suite : } 0.06 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0.021 < 0.437 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

⇒ **En appui :**

$$\text{On a } M_u = 39.91 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 29.01 \text{ KN.m} \quad \text{Avec: } \alpha = 0.10$$

$$\text{Et : } \gamma = \frac{39.91}{29.01} = 1.38$$

$$\text{Par suite : } 0.18 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0.10 < 0.44 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton a l'ELS.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{b}{2}} \\ V_{uy} = Q_u \times \frac{l_x}{3} \leq V_{ux} \end{array} \right. \quad \text{Avec } Q_u = 10.89 \text{ kN/m} ; \quad L_x = 5,5 \text{ m} ; \quad L_y = 5.1 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{10.89 \times 5.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.73}{2}} = 21.55 \\ u_y = 10.89 \times \frac{5.5}{3} = 19.97 \leq V_{ux} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = 21.55 \text{ Kn} \\ V_{uy} = 19.97 \text{ Kn} \leq V_{ux} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d} = \frac{32.20 \cdot 10^2}{100 \cdot 11 \cdot 100} = 0.029 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **On apte donc :**

→ **En travée :**

⇒ Pour ce qui est du choix des armatures, on prend une double nappes de 5T10 chacune comme ferrailage longitudinal en appuis de section 3.92 cm² en raison de facilité de la mise en œuvre.

- $A_x^t = 5T10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- $A_y^t = 5T10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

→ **En appui :**

⇒ Pour ce qui est du choix des armatures, on prend une double nappes de 7T14 chacune comme ferrailage longitudinal en appuis de section 10.77 cm² en raison de facilité de la mise en œuvre.

- $A_x^a = 7 T14 / \text{ml} = 10.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- $A_y^a = 7 T14 / \text{ml} = 10.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Tableau IV.3 : Moments max et choix ferrailage étage courant et RDC

En Travée					En Appuis				
	M max (KN.m)	Section calculée (cm ²)	Choix	Section (cm ²)		M max (KN.m)	Section calculée A(cm ²)	Choix	Section (cm ²)
Sens X	17.33	2.77	5T10	3.92	Sens X	67.17	9.65	7T14	10.77
Sens Y	9.87	2.17	5T10	3.92	Sens Y	39.91	6.75	7T14	10.77

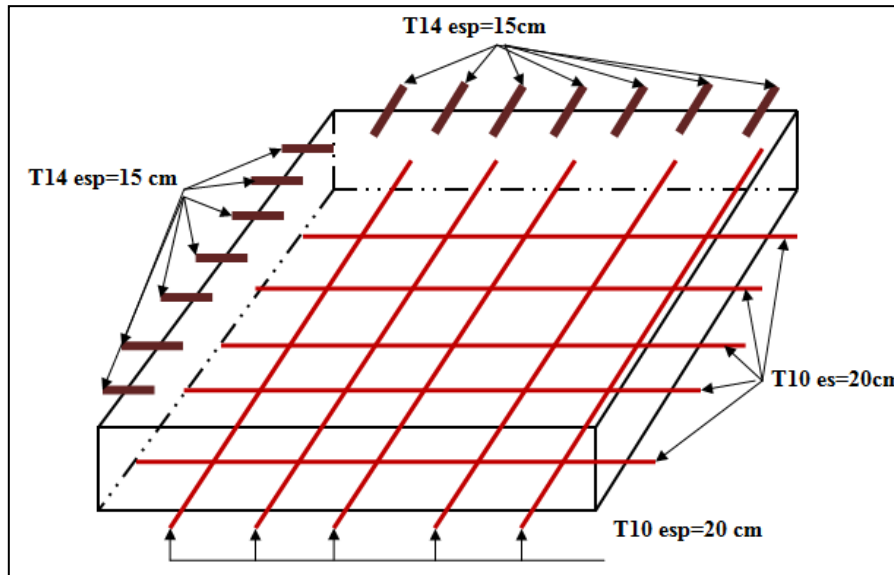


Figure IV.2 : Disposition d'armatures de la dalle pleine terrasse inaccessible

IV.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrailé Les planchers à dalles pleines (Plancher terrasse, plancher étage courant + plancher RDC)

Dans le chapitre suivant nous allons faire une étude et ferrailage des escaliers.

V.1. Introduction :

L'escalier est un élément de la construction constitué d'une succession de marche qui permettant le passage entre les différents niveaux de la construction.

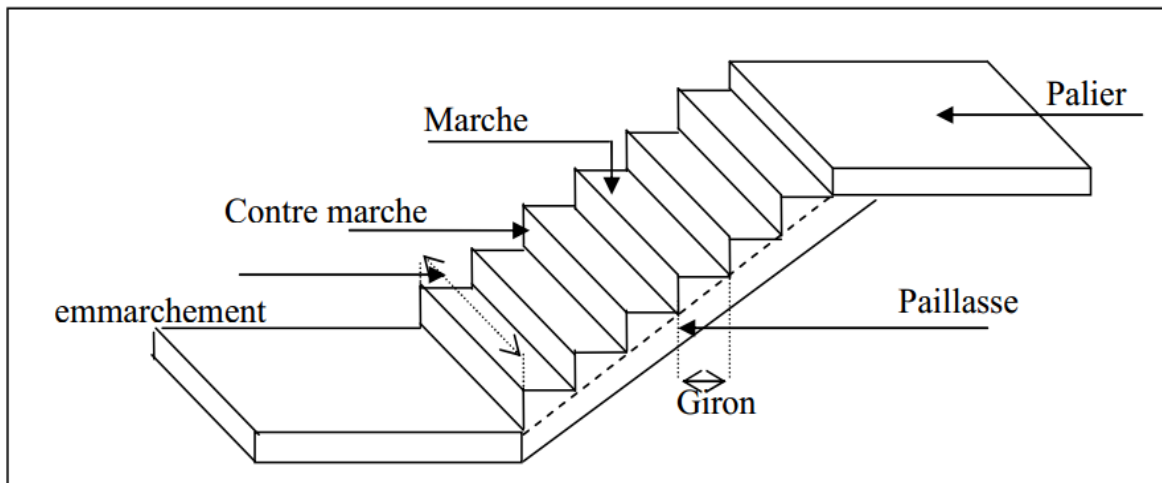


Figure V.1: Schéma d'un escalier

V.2. Rappel sur dimensions des escaliers :

Pour notre projet on a :

- La hauteur de la cage d'escalier : $H = 3,06$ m
- hauteur de contre marche : $h = 0,17$ m
- Giron : $g = 0,3$ m
- Le palier de repos : $(2,5 \times 1,1)$ m²
- L'emmarchement : 1,20 m.
- La longueur du linge de foulée : $L = 2,4$ m
- L'épaisseur du palier : $e = 0,15$ m
- L'épaisseur de la paillasse : $e = 0,15$ m
- Contre marches entre chaque deux étage : 18
- Nombre de marches : 17 (pour les deux volées)
- Contre marches par volée : 9
- Les escaliers sont à deux volées identiques.

- **Descente de charge :**

Tableau V.1: charge permanente et charge d'exploitation d'escalier

Charge et surcharge	Paillasse	Palier de repos
Charge permanente (G)	8,58	5,15
Charge d'exploitation (Q)	2,5	2,5

V.3. Combinaison d'action :

Tableau V.2: Récapitulation des combinaisons d'action

Combinaison	ELU	ELS
	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
Paillasse (KN/ml)	15,33	11,08
Palier (KN/ml)	10,7	7,65

V.4. Détermination des efforts internes :

V.4.1 Calcul à l'ELU :

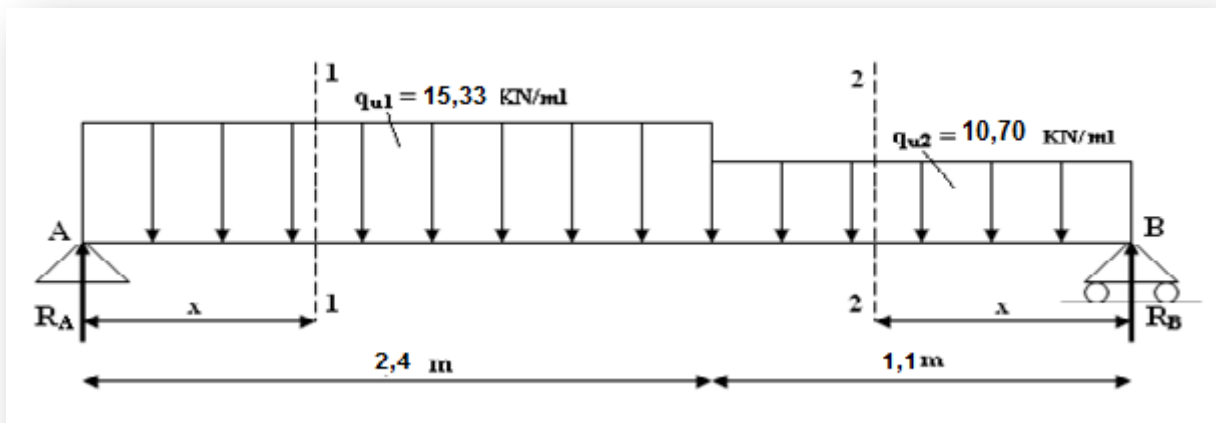


Figure V.2: schéma statique d'escalier à l'ELU

❖ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum M_F / A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 3,5) + (q_{u2} \times 1,1) \times 2,95 + (q_{u1} \times 2,4) \times 1,2 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 22,53 \text{ KN}$$

$$\sum M_F / B = 0 \Rightarrow (R_A \times 3,5) - (q_{u1} \times 2,4) \times 2,3 - (q_{u2} \times 1,1) \times 0,55 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 26,02 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_V = R_A + R_B - (q_{u1} \times 2,4 + q_{u2} \times 1,1) = 0 \quad \text{C.V}$$

❖ Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants

- Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$M_{(x)} = R_A \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 26,02 \times x - 15,33 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{(2,4)} = 18,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = 26,02 - 15,53 \times x = 0$$

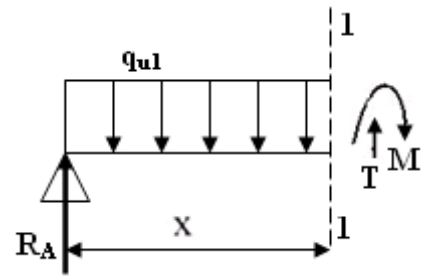
$$\Rightarrow x = 1,70 \text{ m} \in [0, 2,4]$$

$$M_{\max} = M_{(1,70)} \Rightarrow M_{\max} = 22,08 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_A - q_{u1} \times x$$

$$T_{(x)} = 26,02 - 15,33 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = 26,02 \text{ KN} \\ T_{(2,4)} = -10,77 \text{ KN} \end{cases}$$



- Section 2-2 : $2,4 \leq x \leq 3,5 \text{ m}$

$$M_{(x)} = R_B \times x - q_{u2} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 22,53 \times x - 10,7 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{(1,1)} = 18,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

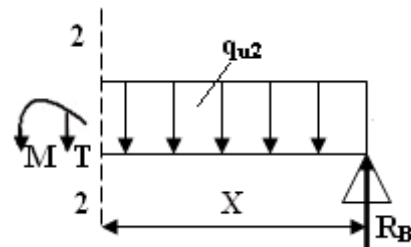
$$M'_{(x)} = 22,53 - 10,7 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,1 \text{ m} \notin [0, 1,1]$$

$$T_{(x)} = -R_B + q_{u2} \times x$$

$$T_{(x)} = -22,53 + 10,7 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = -22,53 \text{ KN} \\ T_{(1,1)} = -10,77 \text{ KN} \end{cases}$$



V.4.2. Calcul à l'ELS :

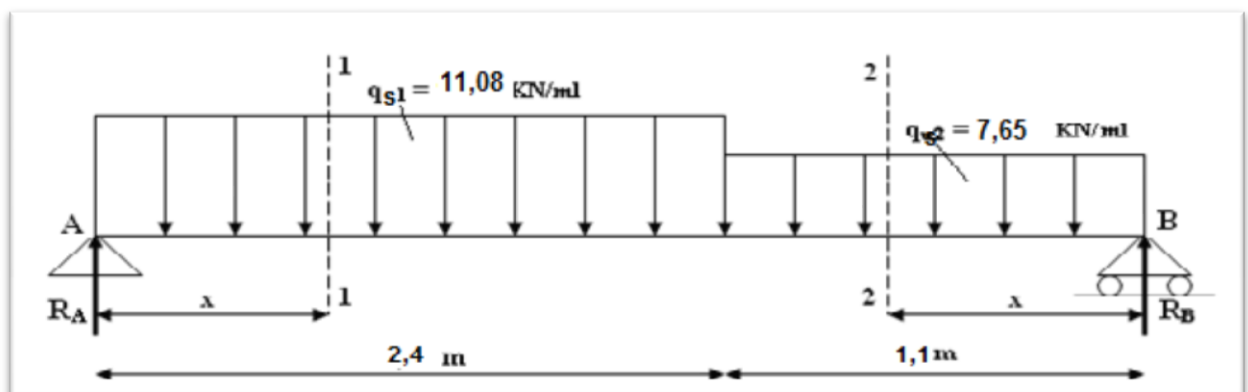


Figure V.3: schéma statique d'escalier à l'ELS

❖ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum M_F / A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 3,5) + (q_{s2} \times 1,1) \times 2,95 + (q_{s1} \times 2,4) \times 1,2 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 16,21 \text{KN}$$

$$\sum M_F / B = 0 \Rightarrow (R_A \times 3,5) - (q_{s1} \times 2,4) \times 2,3 - (q_{s2} \times 1,1) \times 0,55 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 18,80 \text{KN}$$

Vérification :

$$\sum F_V = R_A + R_B - (q_{s1} \times 2,4 + q_{s2} \times 1,1) = 0 \quad \text{C.V}$$

❖ **Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants**

- Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$M_{(x)} = R_A \times x - q_{s1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 18,8 \times x - 11,08 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{KN.m} \\ M_{(2,4)} = 13,20 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = 18,8 - 11,08 \times x = 0$$

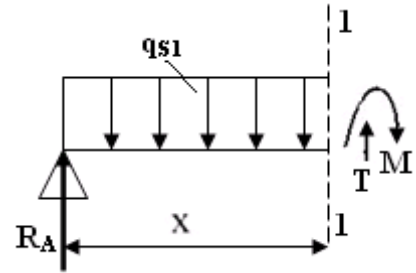
$$\Rightarrow x = 1,7\text{m} \in [0, 2,4]$$

$$M_{\max} = M_{1,7} \Rightarrow M_{\max} = 15,95 \text{KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_A - q_{s1} \times x$$

$$T_{(x)} = 18,8 - 11,08 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = 18,8 \text{KN} \\ T_{(2,4)} = -7,79 \text{KN} \end{cases}$$



- Section 2-2 : $2,4 \leq x \leq 3,5\text{m}$

$$M_{(x)} = R_B \times x - q_{s2} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 16,21 \times x - 7,65 \times \frac{x^2}{2}$$

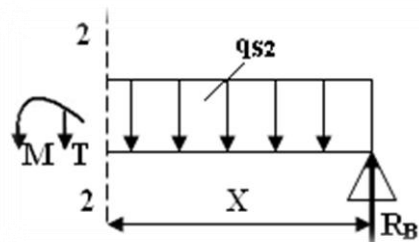
$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{KN.m} \\ M_{(1,1)} = 13,20 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = 16,21 - 7,65 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,12\text{m} \notin [0, 1,1]$$

$$T_{(x)} = -R_B + q_{s2} \times x$$

$$T_{(x)} = -16,21 + 7,65 \times x$$



$$\begin{cases} T_{(0)} = -16,21 \text{ KN} \\ T_{(1,1)} = -7,79 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau V.3: Récapitulation des moments et efforts tranchants

	ELU	ELS
M max (KN.m)	22,08	15,95
T max (KN)	26,02	18,80

V.4. 3. Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant

❖ ELU

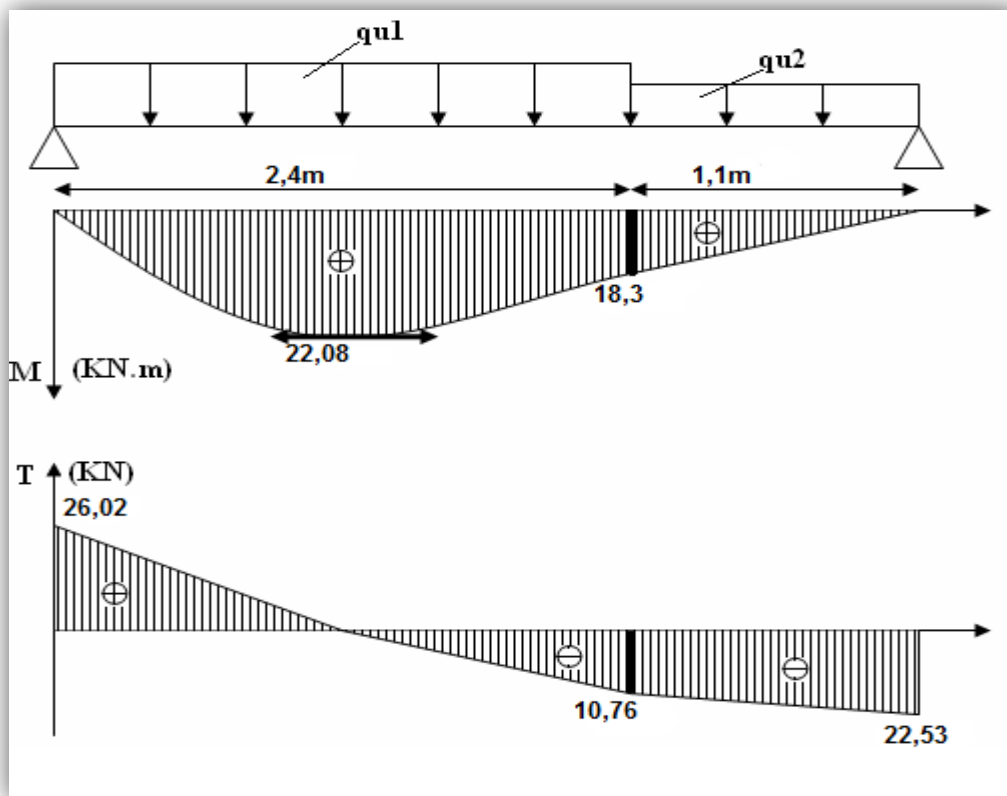


Figure V.4: diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU

❖ ELS

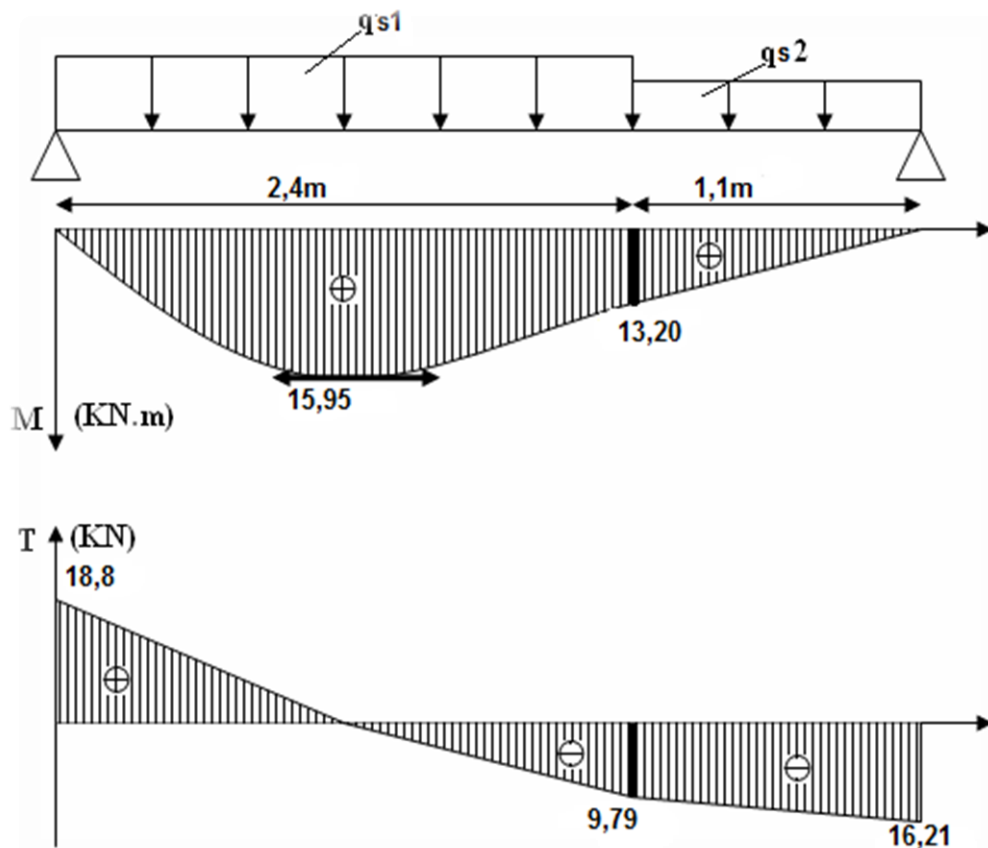


Figure V.5: diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS

V.5. Détermination du ferrailage

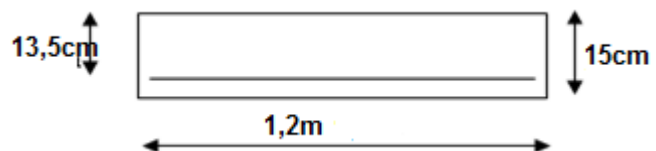
V.5.1 Calcul à l'ELU :

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 15$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$b = 1,20 \text{ m}$$



Les contraintes :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$$

- **En travée**

$$M_{Ut} = 0,85 \times M_{\max}$$

$$\Rightarrow M_{Ut} = 0,85 \times 22,08$$

$$\Rightarrow M_{Ut} = 18,77 \text{ KN}$$

- ❖ **Moment ultime réduit**

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu_u = \frac{18,77 \times 10^{-3}}{1,20 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,061$$

$$\mu_u = 0,061 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,078$$

Bras de levier :

$$z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,135(1 - 0,4(0,078))$$

$$\Rightarrow z = 0,130 \text{ m}$$

- ❖ **Section d'armature**

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{18,77 \times 10^{-3}}{0,130 \times 347,83}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ travée}} = 4,15 \text{ cm}^2$$

On prend **4T12** $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$

- ❖ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1,20 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ travée}} > 1,96 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

- ❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$\Rightarrow A_r = 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$M_{ua} = 0,50 \times M_{\max}$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 0,50 \times 22,08$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 11,04 \text{ KN}$$

❖ **Moment ultime réduit**

$$\mu_u = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu_u = \frac{11,04 \times 10^{-3}}{1,2 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,011$$

$$\mu_u = 0,100 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,014$$

Bras de levier :

$$z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,135(1 - 0,4(0,014))$$

$$\Rightarrow z = 0,134 \text{ m}$$

❖ **Section d'armature**

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{11,04 \times 10^{-3}}{0,134 \times 347,83} \Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 2,37 \text{ cm}^2$$

On prend **2T12** $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1,2 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appui}} \geq 1,96 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 2T8 = 1 \text{ cm}^2$$

V.5.2 Vérification à l'ELS

Ce type d'escalier se trouve dans local couvert, il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

- En travée

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \quad \Rightarrow \gamma = \frac{22,08}{15,95}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,078 < 0,44 \quad \text{C.V}$$

⇒ n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée.

- En appuis

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \quad \Rightarrow \gamma = \frac{22,08}{15,95}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,014 < 0,44 \quad \text{C.V}$$

⇒ n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en appuis

❖ **Vérification au cisaillement**

$$T_{\max} = 26,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{26,02 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,161 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,161 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

❖ Vérification de la flèche

h : hauteur de la cage d'escalier = 3,06m

l : distance entre appuis = 3,65m

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,06}{3,65} > \frac{1}{16} \\ \Rightarrow 0,83 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,06}{3,65} > \frac{1}{18} \times \frac{15,95}{22,08} \\ \Rightarrow 0,84 > 0,040 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{\text{st appui}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{2,26 \times 10^{-4}}{1,2 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \\ \Rightarrow 0,00139 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

V.6. Récapitulation du ferrailage des escaliers

Tableau V.4: Récapitulation du ferrailage des escaliers

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature de répartition calculé (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
En travées	4,15	4T12 = 4,52	1,13	3T10 = 2,35
En appuis	2,37	2T12 = 2,26	0,56	2T8 = 1

V.7. Ferrailage de la poutre palière :

Le calcul de ferrailage de la poutre palière sera calculé par logiciel SAP 2000, on a obtenu les résultats suivant :

Tableau V.5: ferrailage de la poutre palière

Poutre		Section calculée par SAP 2000 (cm ²)	Choix des barres	Section du ferrailage (cm ²)	Ferrailage transversal
Poutre palière	appui	11,94	6T14+3T14	13,86	T8
	travée	8,04	3T14+3T14	9,24	T8

V.8. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculer et ferrailé les escaliers.

Basant sur des programmes de modélisations, nous ferons l'étude dynamique des deux structures (structure en plancher à corps creux et structure en dalle pleine) dans le chapitre suivant.

VI.1. Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Ces mouvements sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, nous oblige à faire une profonde étude sismique afin d'avoir la sécurité et l'économie d'après l'antisismique qui repose sur le respect des règlements notamment le RPA99 Version 2003 en Algérie.

VI.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance l'aspect architectural et l'économie.

VI.3. Méthodes de calcul:

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- **Méthode statique équivalente (MSE) :**
Cette méthode consiste à transformer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives.
- **Méthode d'analyse 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. elle est appliquée via un logiciel de conception (SAP2000, ETABS)
- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**
La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées

VI.4. Modélisation avec logiciel SAP 2000 :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir l'analyser.

Pour cela et a cause de l'insuffisance du temps et la difficulté d'évaluer les efforts internes de la structure manuellement on a utilisé le logiciel SAP2000 V14. Ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

VI.4.1. Présentation de logiciel SAP2000:

Le SAP est l'abréviation de (Structural Analyse Programs), ce logiciel est lancé depuis 1970 avec le premier programme LSAP. Il représente un des grands travaux de la recherche à l'université de Berkeley à la Californie (USA) par le professeur Edward Wilson.

Le développement de la méthode des éléments finis et les techniques des résolution numérique a crée la réalisation d'une série de programmes SAP sous la forme SAP3,SOLID, SAPIV,SAP90.

Maintenant, le SAP 2000 est la dernière sortie de la famille SAP. Il caractérisé par la capacité de calcul, vitesse d'exécution, précision d'analyse statique et dynamique, il permet aussi la préparation, l'exécution et l'interprétation graphique des résultat de l'analyse.

VI.4.2. Etapes de modélisation sur le logiciel SAP2000 V14 :



Figure VI.1 : Le logiciel de calcul utilisé SAP2000 V14

- **Unités** : On choisi les paramètres d'unités qui correspond (la force, la longueur, la température : (KN.m.C)

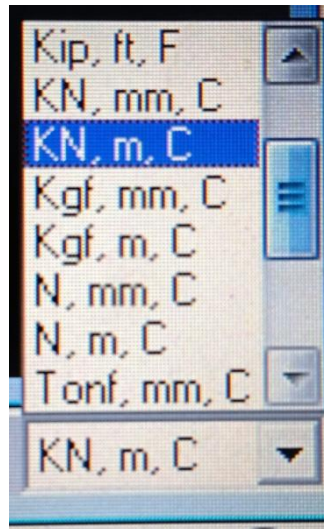


Figure VI.2: systèmes d'unités

- **Géométrie de base** : On définit un nouveau modèle avec l'option **new model** :

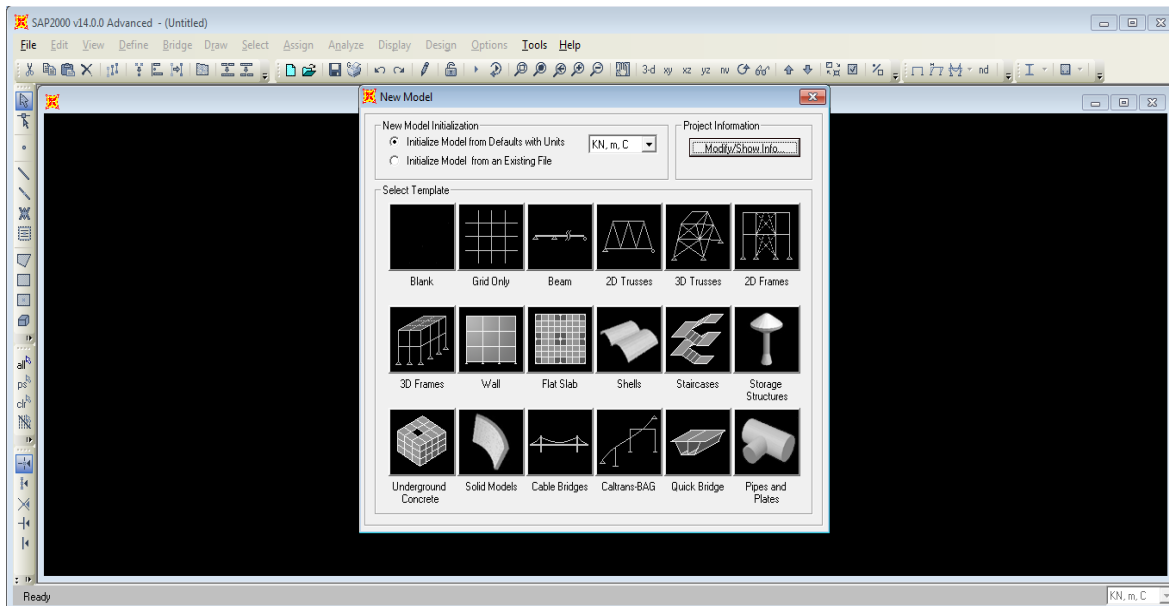


Figure VI.3 : définition d'un nouveau modèle

- On définit de la grille horizontale (**Grid only** puis **Grid line**) et spécification du nombre et de la hauteur des étages.

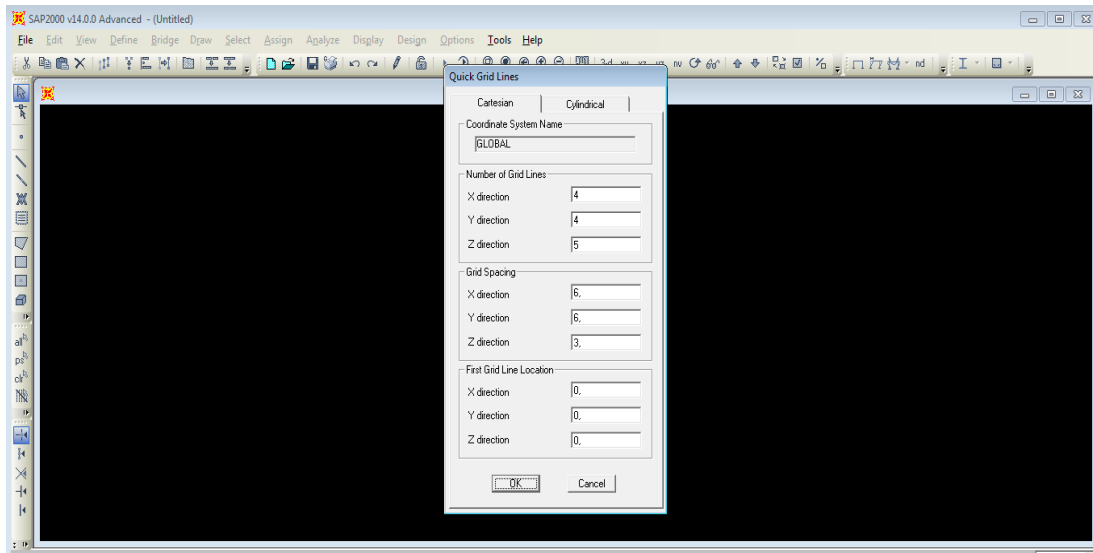


Figure VI.4 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages

- Entrer les distances entre axes du modèle étudié

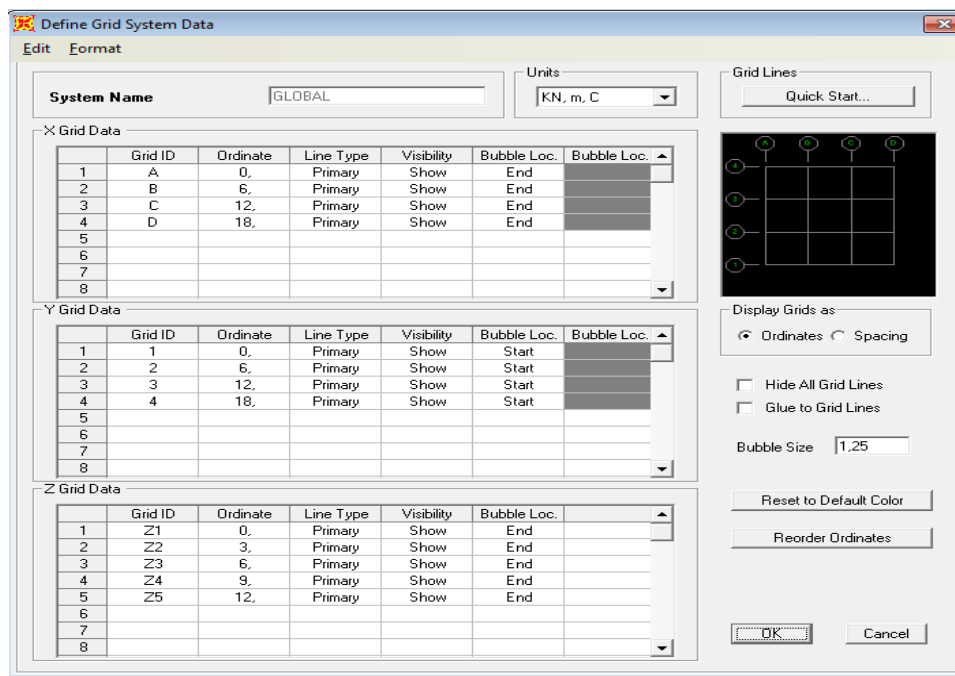


Figure VI.5: Modification de la grille

- **Définition des paramètres du modèle :**
 - Le matériau Béton :

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Units:

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E:

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c:

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Figure VI.6 : Définitions de matériau (BETON)

- Définir les sections des éléments structuraux de l'ouvrage (les poutres et poteaux voile ...):

Rectangular Section

Section Name:

Section Notes:

Properties:

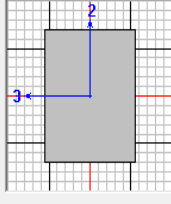
Property Modifiers:

Material:

Dimensions:

Depth (t3):

Width (t2):



Display Color:

Rectangular Section

Section Name:

Section Notes:

Properties:

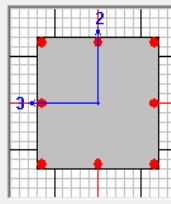
Property Modifiers:

Material:

Dimensions:

Depth (t3):

Width (t2):



Display Color:

Figure VI.7: Définitions des sections Frame

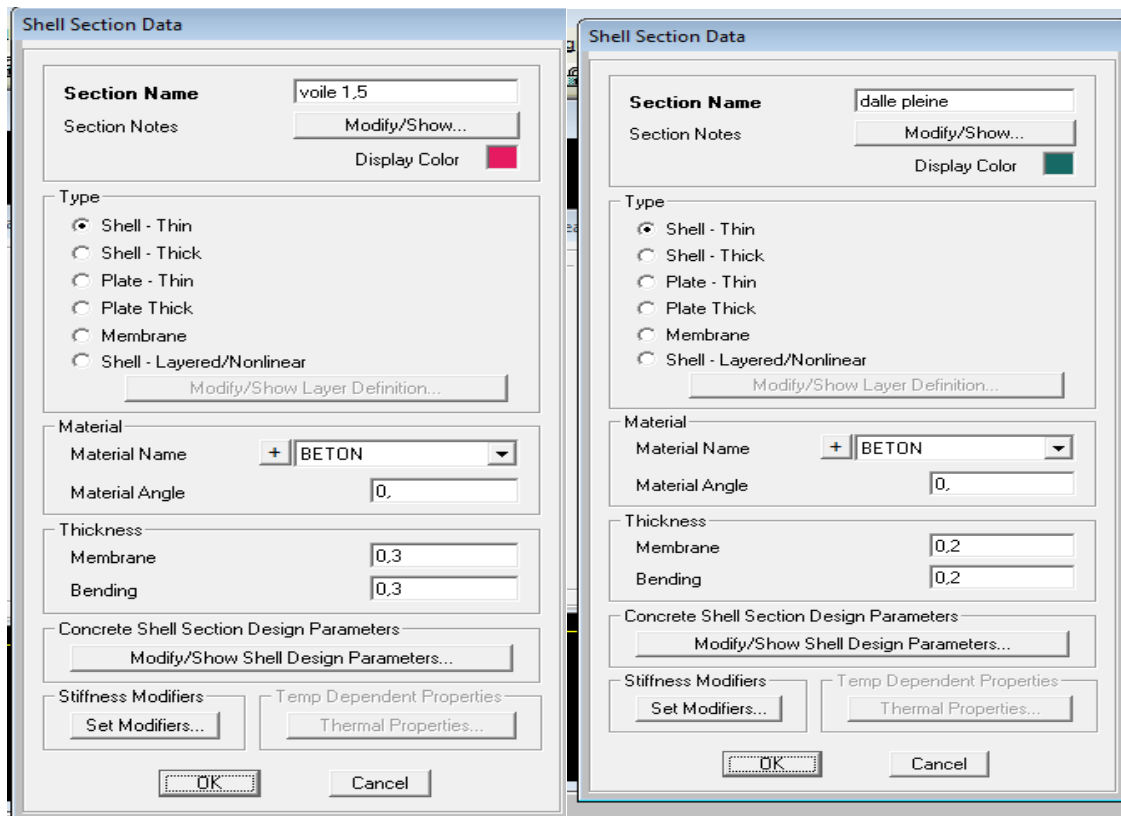


Figure VI.8 : Définition du plancher et voile.

- On définit des charges (statiques, dynamiques) et les combinaisons d'actions (sismique, ultime et service) :

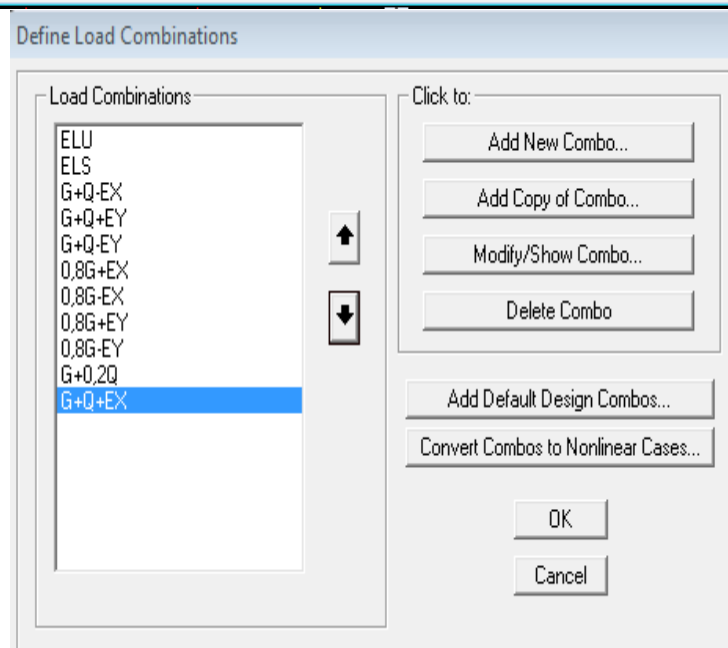
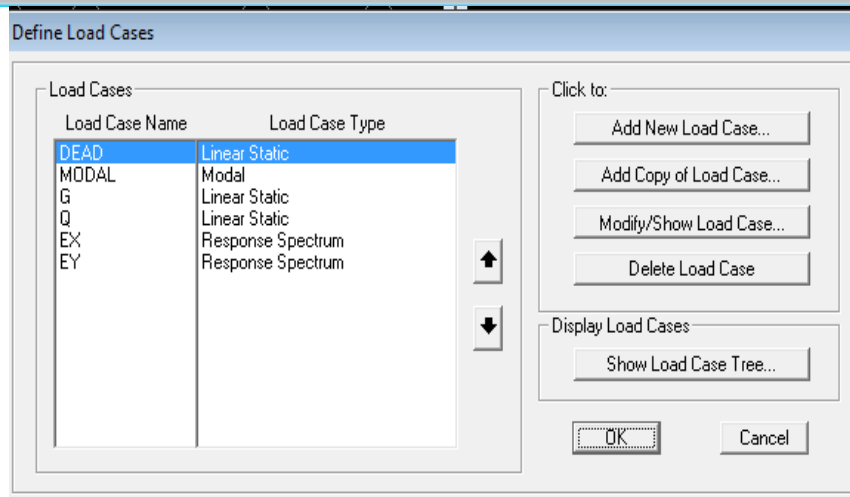
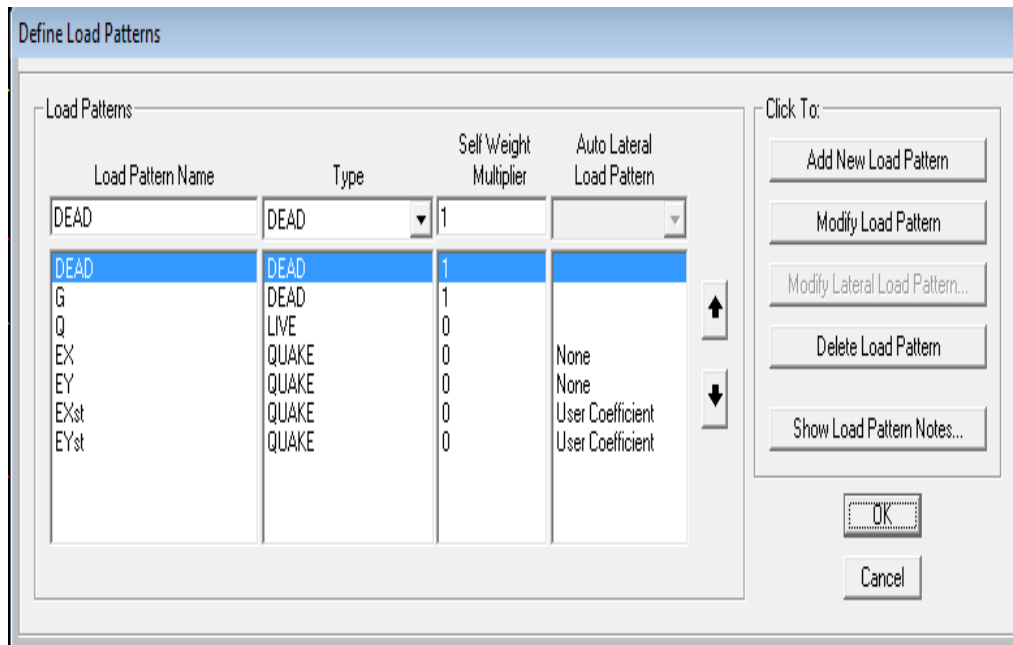


Figure VI.9 : Définition des charges et des combinaisons

- les conditions aux limites et diaphragmes :

Définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

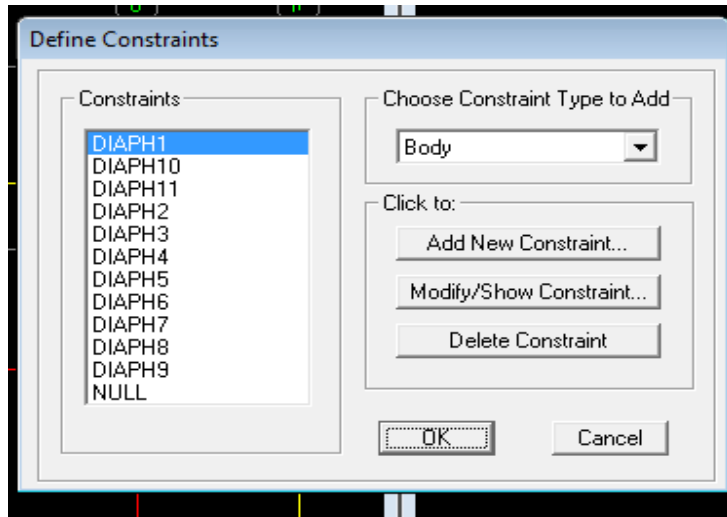


Figure VI.10 : Définitions des diaphragmes.

Définir un système d'appuis de la structure pour ne peut se déplacer sans se déformer.

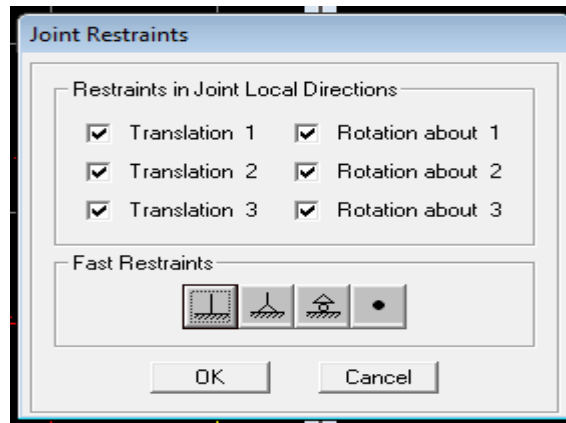


Figure VI.11 : Différents types d'appuis

Après la modélisation de la structure, on démarre le calcul du problème, analyser les résultats obtenus selon les recommandations du RPA 99/ V 2003.

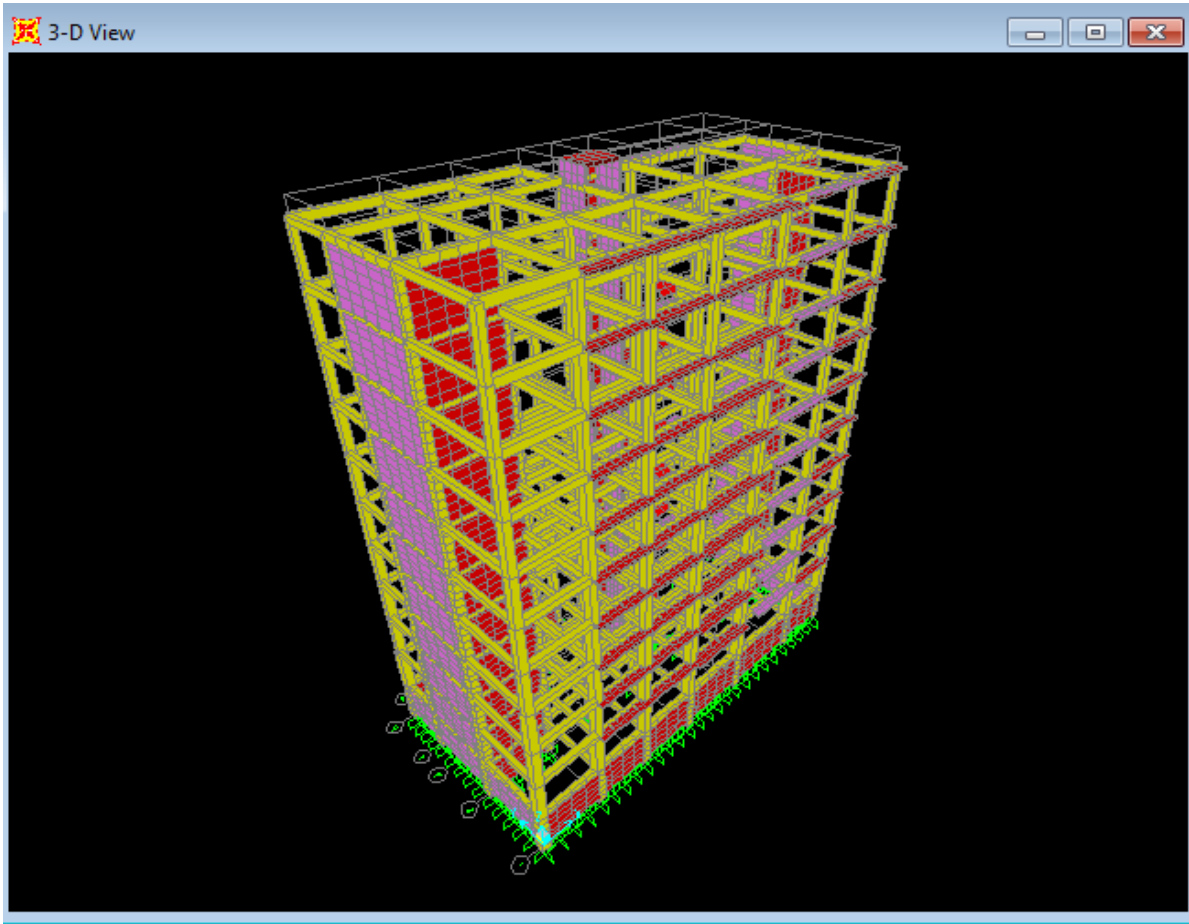


Figure VI.12: modélisation en 3D dans le SAP2000 (variante 1 : structure en planchers à corps creux)

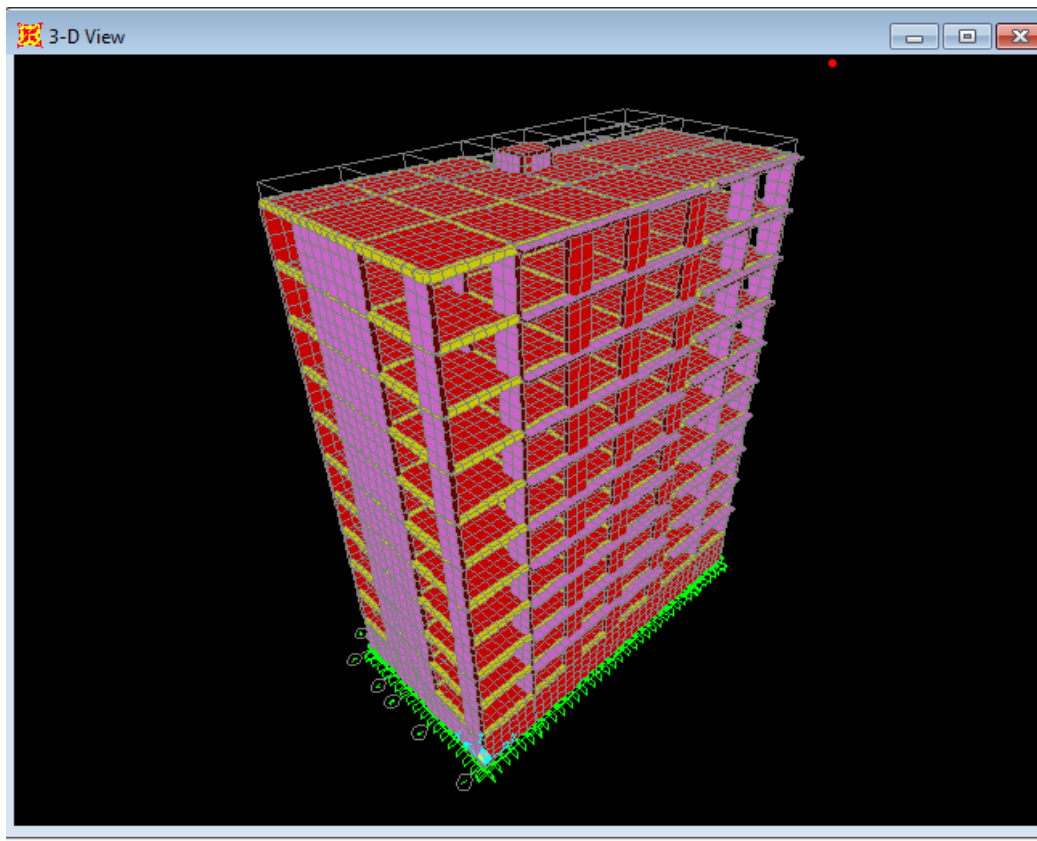


Figure VI.13: modélisation en 3D dans le SAP2000 (variante 2: structure en dalle pleine)

VI.5. Détermination du paramètre du spectre de réponse :

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

VI.5.1. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné par le tableau (4.1) du RPA99/version2003, en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau VI.1: Coefficient d'Accélération de zone d'après RPA99 version 2003

Groupe	zones			
	I	II _a	II _b	III
A1	0.15	0.25	0.30	0.40
B1	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre projet est implanté dans la zone IIa et groupe d'usage 2
 D'où : $A=0,15$ (tableau 4.1.RPA 99/ V 2003).

VI.5.2. Coefficient de comportement global de la structure (R)

La valeur coefficient de comportement R est donnée par le tableau (4.3) du RPA99/v2003, en fonction du système de contreventement.

Dans notre projet on à deux variantes de système de contreventements :

- Variante 1 (planchers à corps creux) : Portiques contreventés par des voiles
 D'où : $R=4$ (tableau 4.3.RPA 99).
- Variante 2 (dalle pleine) : Voiles porteurs
 D'où : $R=3,5$ (tableau 4.3.RPA 99).

VI.5.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période (T). (Article 4.2 selon RPA99/v2003).

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

VI.5.4. Facteur de correction d'amortissement (η) :

D'après le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

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

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

Il est donné par le tableau (4.2) du RPA99/v2003 :

Tableau VI.2: Valeur de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armée	acier	Béton arme/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre projet, dans le cas des deux variantes des planchers étudiés :

On prendra : $\xi = 10\%$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0,7$$

$$\eta = 0,76 \geq 0,7$$

VI.5.5. Périodes caractéristiques (T1, T2) :

T1 et T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPA tableau 4.7)

Tableau VI.3: Valeur de T₁ et T₂

Site	S1	S2	S3	S4
T _{1(s)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(s)}	0.30	0.40	0.50	0.70

Site considéré: site ferme S2 donc (T₁=0,15s ; T₂=0,40s)

VI.5.6. Estimation de la période fondamentale (T) :

D'après le RPA 99/V2003 (Article 4.2.4) 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 :

La formule empirique :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans Notre structure

$$h_N = 33,66 \text{ m}$$

C_T: coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6) RPA 99/V2003.

Dans notre cas : C_T = 0,05

$$T = 0,05 \times 33,66^{\frac{3}{4}} = 0,70 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09h_N/\sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 26,3 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,60 \text{ s}$$

$$D_y = 13,1 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,84 \text{ s}$$

Donc

$$T = \min \begin{cases} T_1 = 0,70 \text{ s} \\ T_2 = 0,60 \text{ s} \\ T_3 = 0,84 \text{ s} \end{cases}$$

Donc **$T = 0,60 \text{ s}$**

D'après les résultats précédents, on calcule le facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

On à :

$$T_x = 0,60 \text{ s}$$

Donc

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Si } T_2 = 0,4 \leq T = 0,6 \leq 3\text{s}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,76 \times (0,4/0,6)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{D_x = 1,45}$$

$$T_y = 0,84 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Si } T_2 = 0,4 \leq T = 0,84 \leq 3\text{s}$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,76 \times (0,4/0,84)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{D_y = 1,16}$$

VI.5.7. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Vérification des critères :

- **Conditions minimales sur les files de contreventement**

D'après le RPA 99 /V2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Suivant x :

Nous avons dans notre structure des files comportant 06 travées suivant x

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{5,5}{3,8} = 1,44 \text{ donc } 1,44 < 1,5 \text{ Donc le critère est observé } \mathbf{Pq = 0}$$

Suivant y :

On a 03 travées suivant y

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{5,1}{3,2} = 1,5 \text{ donc } 1,5 = 1,5 \text{ donc le critère est observé } \mathbf{Pq=0}$$

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x :

Nous avons dans notre structure des files comportant 07 files suivant x

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{5,5}{3,8} = 1,44 < 1,5 \text{ Donc le critère est observé } \mathbf{Pq = 0}$$

Suivant y :

On a 4 files suivant y

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{5,1}{3,2} = 1,5 = 1,5 \text{ Donc condition est vérifiée } \mathbf{Pq=0}$$

➤ **Régularité en plan :**

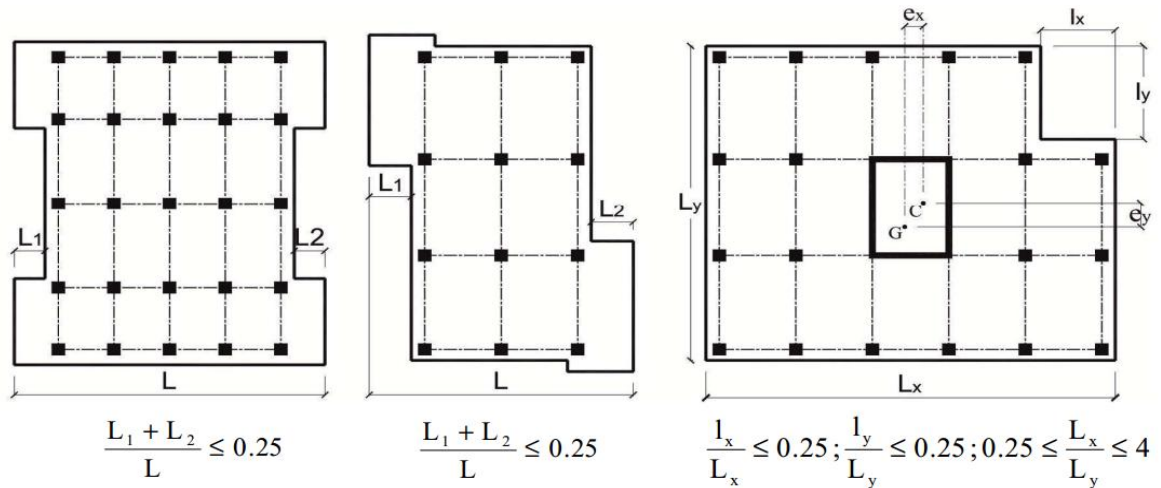


Figure VI.14 : Limite des décrochements en plan

Selon l'RPA 99 /V 2003 (Art 3.5 .a3)

La forme du bâtiment doit être compacte avec le rapport : longueur / largeur =26,3/13,1=2 qui est inférieur à 4 donc la condition est vérifiée.

Suivant x :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{14,2}{26,3} = 0,54 > 0,25 \text{ la condition est pas vérifiée en prendre } Pq=0,05$$

Suivant y :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{3,2}{13,1} = 0,24 < 0,25 \text{ la condition est vérifiée en prendre } Pq=0$$

➤ Régularité en élévation :

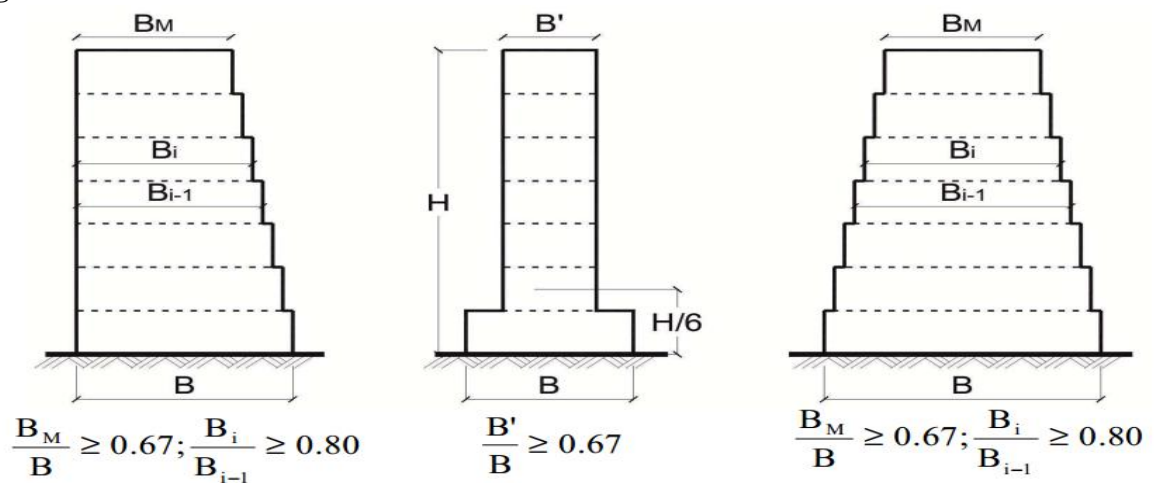


Figure VI.15: Limites des décrochements en élévation

Suivant l'axe x : $\frac{L_x}{L_x} = \frac{26,3}{26,3} = 1$

Suivant l'axe y : $\frac{L_y}{L_y} = \frac{13,1}{13,1} = 1$

Nous n'avons pas une régularité en élévation dans notre structure donc la condition est observée

Pq=0

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux**

Les matériaux utilisés dans notre structure sont pas contrôlés et conforme aux règlements en vigueur. On ne considère que ce critère n'est pas observé

Pq=0,05

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On ne considère que ce critère n'est pas observé

Pq=0,1

Tableau VI.4: valeurs des pénalités P_q

Critère q	Pq	
	Suivant l'axe x	Suivant l'axe y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
$Q=1+\sum_1^6 P_q$	1,20	1,15

➤ **Résumé des résultats obtenus :**

Les différents paramètres du spectre de réponse sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Résumé des paramètres du spectre de réponse.

Coefficient s	A	R	D		ξ	η	Site	T1	T2	T min	Q
			Dx	Dy							
Variante 1(CC)	0,15	4	1,45	1,16	10%	0,76	Site ferme S2	0,15	0,4	0,6	Qx= 1,20 Qy=1,15
Variante 2 (DP)		3,5									

VI.6 Résultats de l'étude sismique :

Après l'analyse des deux structures avec l'outil informatique SAP 2000 on passe maintenant à interpréter les résultats :

VI.6.1 Première variante : structure en planchers à corps creux

➤ Spectre de réponse :

D'après le RPA99v2003 (4.3.3), l'action sismique est :

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

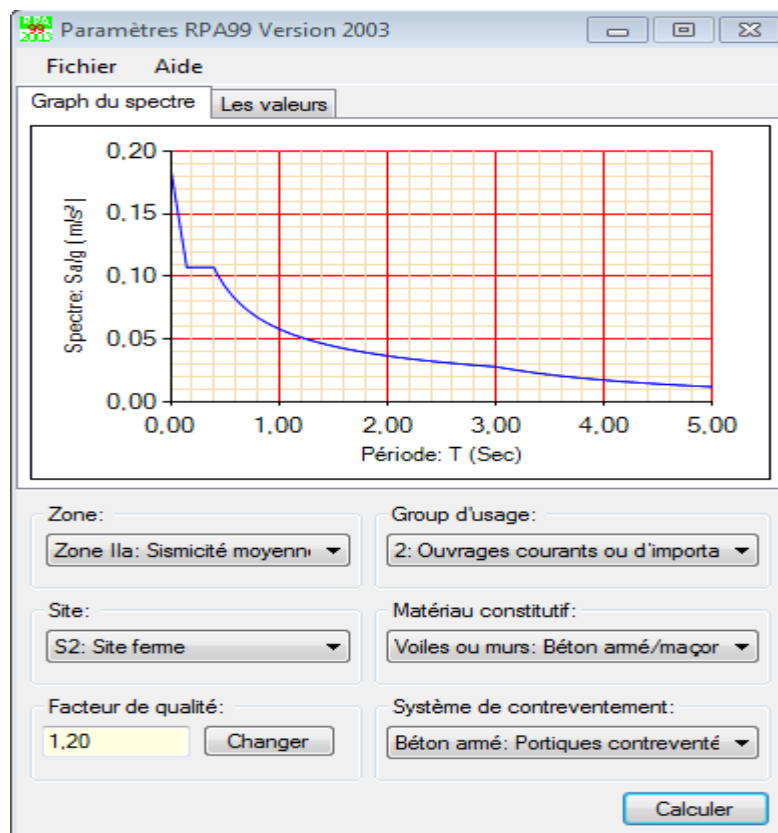


Figure VI.16 : diagramme du spectre de réponse de première variante (Programme du RPA)

➤ Calcul de la force sismique V :

D'après RPA99 , la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec:

A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

W : poids totale de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

➤ Poids total de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99/v2003.

Dans notre cas

Pour les bâtiments d'habitation $\beta = 0,2$

Le poids total de la structure est donné par le logiciel de calcul (SAP 2000) que nous avons utilisé pour notre modélisation :

$$W_T = 37359,805 \text{ KN}$$

$$W_T = 3735,9805 \text{ t}$$

➤ La force sismique totale :

(V) est appliquée à la base dans les deux sens :

$$\begin{cases} V_X = \frac{0,15 \times 1,45 \times 1,2}{4} \times 37359,805 \\ V_Y = \frac{0,15 \times 1,16 \times 1,15}{4} \times 37359,805 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_X = 2241,588 \text{ KN} \\ V_Y = 1942,71 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Position des voiles :**

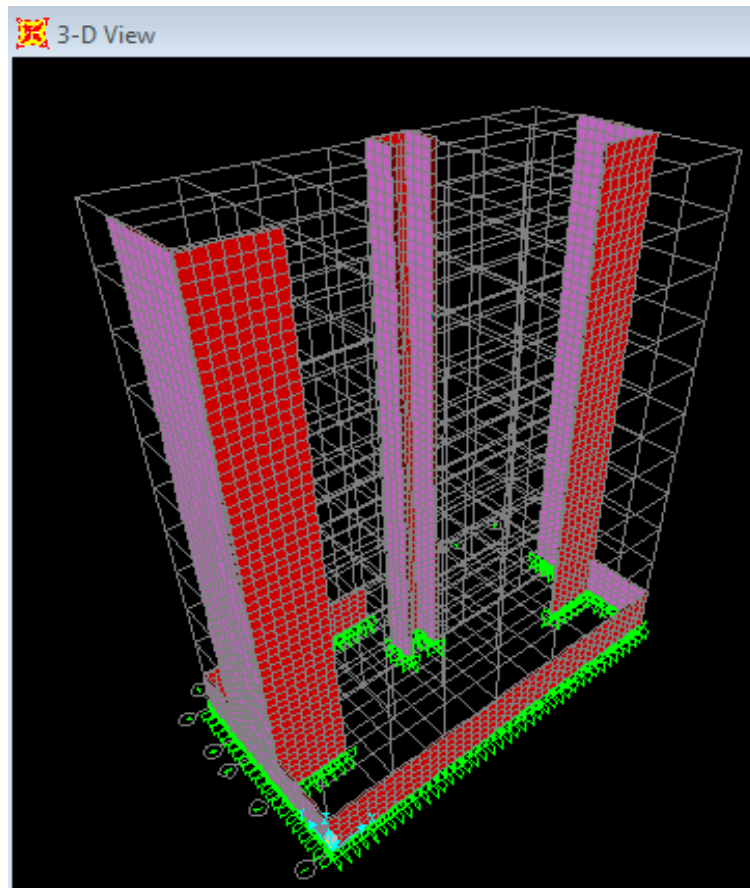
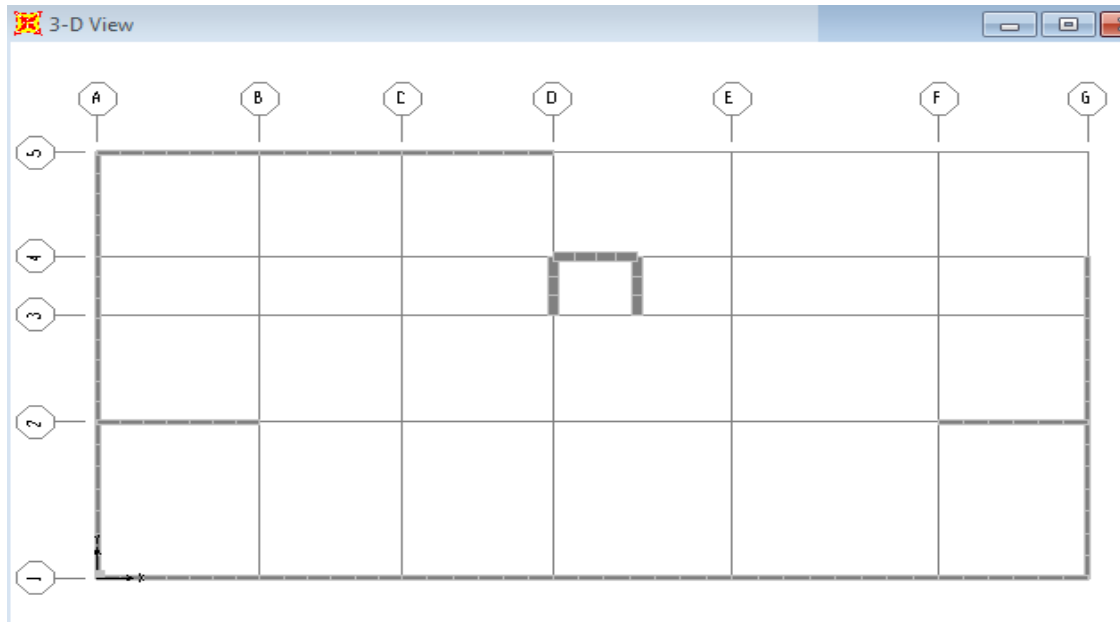


Figure VI.17: position des voiles en plan et en 3D

➤ **Vérification de la période fondamentale :**

Selon le RPA99 il faut que :

$$1,3T_{emp} > T_{dyn}$$

Après plusieurs analyses on opte pour :

La période dynamique : $T_{dyn} = 0,77s$

$$1,3 \times 0,6 = 0,78s > 0,77s \Rightarrow \text{Donc la Condition est Vérifiée}$$

➤ **Vérification du pourcentage des participations massique et modale :**

Tableau VI.6 : Pourcentage des participations massique et modale de première variante

Première variante : plancher à corps creux			
Mode	Période (s)	Masse Cumulée UX (%)	Masse Cumulée UY(%)
1	0,774505	0,58004	0,01226
2	0,731668	0,58808	0,62448
3	0,495553	0,63315	0,62952
4	0,218975	0,63547	0,6301
5	0,21804	0,63547	0,63015
6	0,208946	0,63603	0,63432
7	0,208457	0,63849	0,63443
8	0,205302	0,7377	0,63446
9	0,202204	0,74638	0,6789
10	0,201737	0,75232	0,7019
11	0,200442	0,75961	0,75879
12	0,197502	0,7598	0,75902
13	0,196972	0,76713	0,75902
14	0,194367	0,76806	0,75941

15	0,176408	0,78544	0,76702
16	0,176185	0,7855	0,76709
17	0,161464	0,7888	0,76713
18	0,137449	0,7888	0,82988
19	0,121983	0,79624	0,83007
20	0,11128	0,80612	0,83116
21	0,106977	0,80824	0,83228
22	0,106202	0,80826	0,83229
23	0,101934	0,80827	0,83275
24	0,100646	0,80849	0,83292
25	0,100342	0,80852	0,83314
26	0,096529	0,80852	0,83399
27	0,095619	0,80871	0,83407
28	0,094504	0,81108	0,83421
29	0,093292	0,81266	0,83421
30	0,092149	0,81841	0,83421
31	0,091942	0,81861	0,83431
32	0,091628	0,82098	0,83493
33	0,076255	0,90159	0,83493
34	0,071691	0,90159	0,93324
35	0,068671	0,90159	0,93324

La masse modale est atteinte dans les deux sens x-x et y-y

UX= 90,15 % > 90% ⇒ Condition vérifié

UY= 93,32 % > 90% ⇒ Condition vérifié

➤ Vérification de la résultante de la force sismique :

D'après le RPA 99 V2003 La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau VI.7: Vérification de la résultante de la force sismique de première variante

Première variante : plancher à corps creux						
		V statique(KN)		V dynamique(KN)		Observation
L'effort tranchant			Vx	Vy	Condition vérifié	
		0,8Vx	0,8Vy			

à la base	1793,2704	1554,168	1972,562	2041,584	Condition vérifié
--------------	-----------	----------	----------	----------	----------------------

➤ **Vérification des trois premiers modes :**

- Le premier mode est une translation suivant l'axe (x-x) :

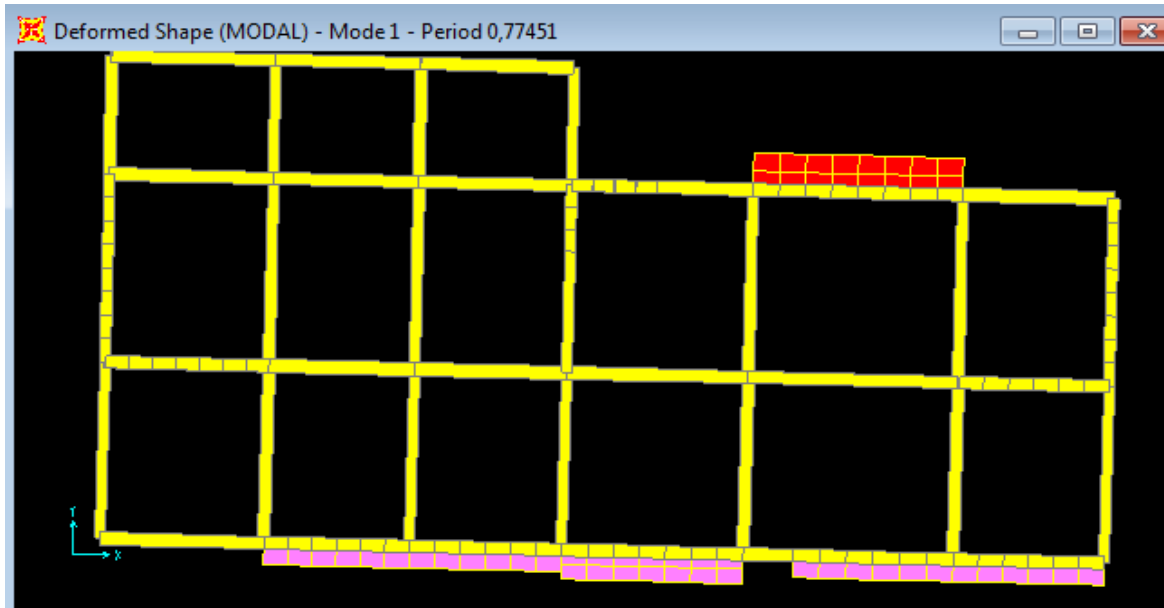


Figure VI.18 : 1^{er} mode de translation suivant l'axe x-x (Première variante)

- Le 2^{ème} mode est une translation suivant l'axe (y-y) :

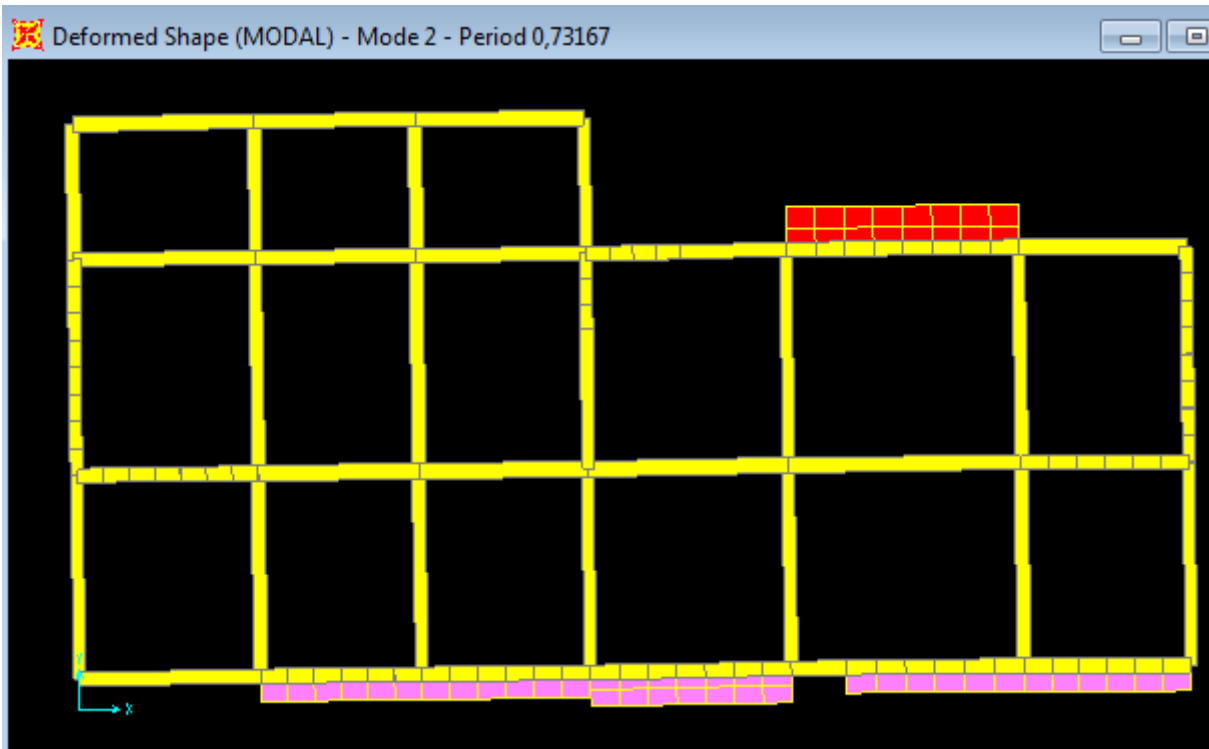


Figure VI.19 : 2^{ème} mode de translation suivant l'axe y-y (Première variante)

- Le 3^{ème} mode de rotation :

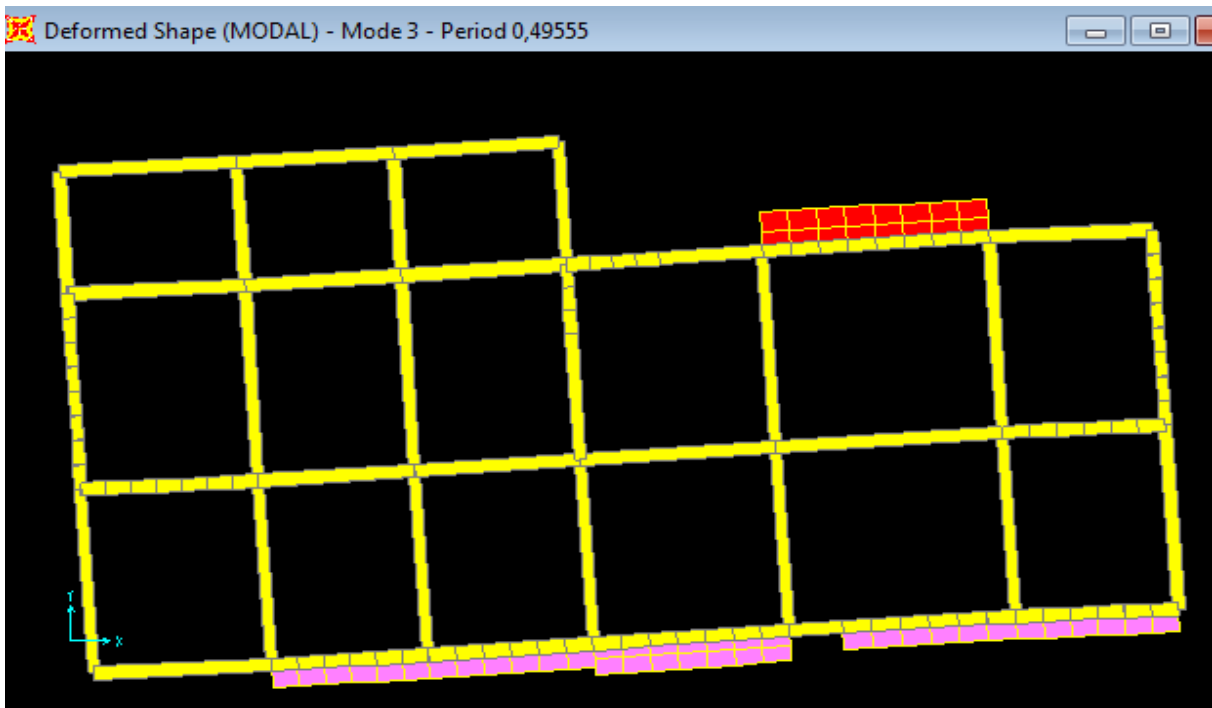


Figure VI.20 : 3^{ème} mode de torsion (Première variante).

➤ Vérification des déplacements:

D'après le RPA99/ V2003 les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré.

Les déplacements horizontaux à chaque niveau (k) de la structure sont donnés par la formule:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Où :

δ_k : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

δ_{ek} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 4 ; variante 1)

Le déplacement au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est défini par: $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Après l'analyse des résultats sont données par les tableaux suivants

Tableau VI.8 : Vérification des déplacements horizontaux du 1^{er} variante

niveau	$\delta_{ek}(m)$		R	$\delta_k = \delta_{ek} \times R (m)$		$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} (m)$		H (m)	$\overline{\Delta k} (m)$	$\Delta k < 1\% h$ condition
	δ_x	δ_y		$R \times \delta_x$	$R \times \delta_y$	Δk_x	Δk_y			
SS	0,0001	0,0002	4	0,0004	0,0008	0,0004	0,0008	3,06	0,0306	OK
RD C	0,0009	0,0008	4	0,0036	0,0032	0,0032	0,0024	3,06	0,0306	OK
1	0,0021	0,0018	4	0,0084	0,0072	0,0048	0,004	3,06	0,0306	OK
2	0,0035	0,003	4	0,014	0,012	0,0056	0,0048	3,06	0,0306	OK
3	0,0051	0,0043	4	0,0204	0,0172	0,0064	0,0052	3,06	0,0306	OK
4	0,0068	0,0058	4	0,0272	0,0232	0,0068	0,006	3,06	0,0306	OK
5	0,0086	0,0073	4	0,0344	0,0292	0,0072	0,006	3,06	0,0306	OK
6	0,0105	0,0089	4	0,042	0,0356	0,0076	0,0064	3,06	0,0306	OK
7	0,0123	0,0105	4	0,0492	0,042	0,0072	0,0064	3,06	0,0306	OK
8	0,014	0,0121	4	0,056	0,0484	0,0068	0,0064	3,06	0,0306	OK
9	0,0156	0,0136	4	0,0624	0,0544	0,0064	0,006	3,06	0,0306	OK

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

D'après le RPA99 V2003, Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile des éléments verticaux (les poteaux de la 1ère variante) sous sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

Nd: L'effort normal de calcul.

Bc : Section brute de poteau.

fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (fc28 = 25 MPa).

La vérification de l'effort normal sur les poteaux fait par les combinaisons sismique ($G + Q \pm 1,2E$; $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification de l'effort normal

niveau	Nd (KN)	Bc (cm ²)	Fc28 (MPa)	V≤0,3	vérification
Sous Sol	2686,817	60×60	25	0,29	CV
RDC	2411,431	60×60	25	0,26	CV
1	2138,496	55×55	25	0,28	CV
2	1872,862	55×55	25	0,25	CV
3	1610,65	50×50	25	0,25	CV
4	1356,466	50×50	25	0,21	CV
5	1106,482	45×45	25	0,21	CV
6	864,471	45×45	25	0,17	CV
7	626,556	40×40	25	0,15	CV
8	406,034	40×40	25	0,10	CV
9	255,447	35×35	25	0,08	CV

➤ **Vérification de l'effet P-Δ :**

D'après le RPA99/Version 2003 les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k \leq 0,10 \quad (\text{Article 5.9})$$

Avec

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la formule :

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau VI.10: vérification P-Δ de première variante

N	P cum	V X	VY	Δkx	Δky	h	θx	θy	θk<0,1
	KN	KN	KN	m	m	m			
SS	22928,863	544,323	609,695	0,0004	0,0008	3,06	0,005	0,0098	CV
RDC	25371,955	1043,844	856,376	0,0032	0,0024	3,06	0,025	0,0232	CV
1	22218,321	654,15	485,26	0,0048	0,004	3,06	0,053	0,059	CV
2	19435,529	696,865	484,783	0,0056	0,0048	3,06	0,0510	0,062	CV
3	16715,09	684,975	453,204	0,0064	0,0052	3,06	0,051	0,062	CV
4	14077,882	711,814	486,131	0,0068	0,006	3,06	0,04	0,056	CV
5	11506,289	634,58	448,231	0,0072	0,006	3,06	0,042	0,050	CV
6	9091,605	634,957	438,956	0,0076	0,0064	3,06	0,03	0,04	CV
7	6713,28	507,939	368,779	0,0072	0,0064	3,06	0,03	0,038	CV

8	4467,456	497,081	343,198	0,0068	0,0064	3,06	0,019	0,027	CV
9	2197,783	344,219	330,607	0,0064	0,006	3,06	0,0133	0,013	CV

VI.6.2 Deuxième variante : structure en dalle pleine

Avec la même procédure on fait la vérification de l'étude sismique pour la deuxième variante (structure en dalle pleine).

➤ Spectre de réponse :

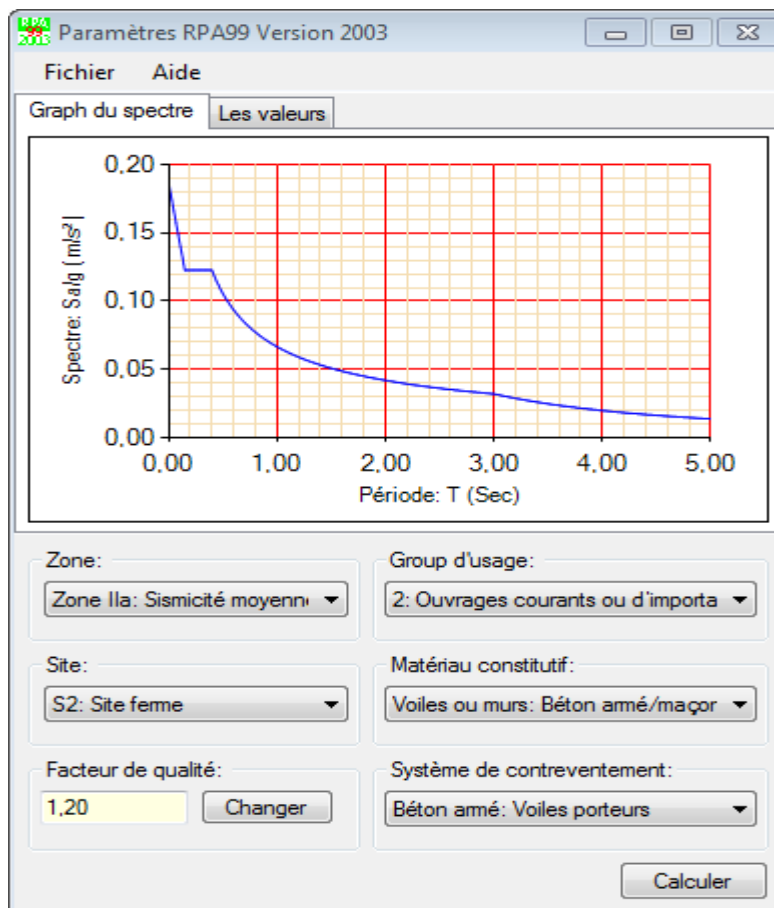


Figure VI.21: Diagramme du spectre de réponse de deuxième variante (Programme du RPA)

➤ Poids total de la structure W :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel de calcul (SAP 2000) que nous avons utilisé pour notre modélisation :

$$W_T = 43311,546 \text{ KN}$$

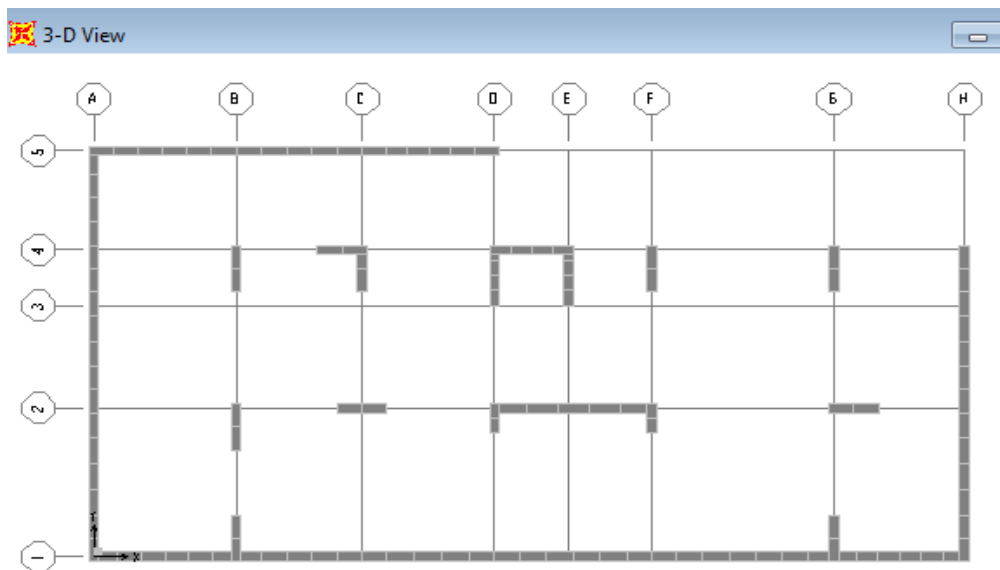
$$W_T = 4331,1546 \text{ t}$$

➤ **La force sismique totale :**

$$\begin{cases} V_X = \frac{0,15 \times 1,45 \times 1,2}{3,5} \times 43311,546 \\ V_Y = \frac{0,15 \times 1,16 \times 1,15}{3,5} \times 43311,546 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_X = 3031,80 \text{ KN} \\ V_Y = 2598,69 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Position des voiles :**



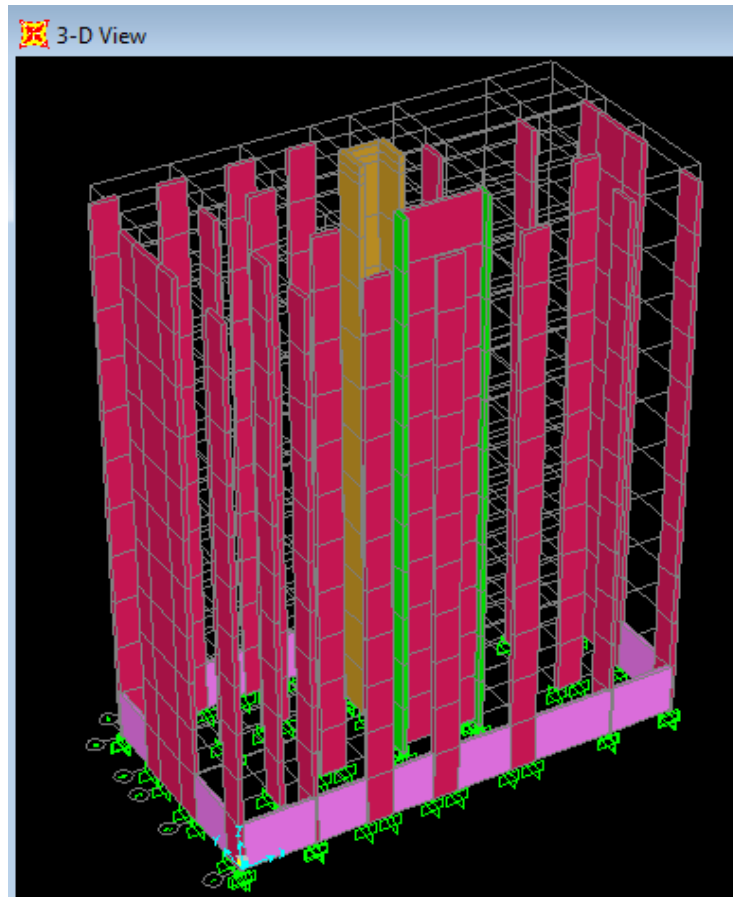


Figure VI.22: position des voiles en plan et en 3D

➤ **Vérification de la période fondamentale :**

Selon le RPA99 il faut que : $1,3T_{emp} > T_{dyn}$

D'après les résultats d'analyse, on constate que :

La période dynamique :

$T_{dyn} = 0,772s$

$1,3 \times 0,6 = 0,78s > 0,772 \Rightarrow$ Donc la Condition est Vérifiée

➤ **Vérification du pourcentage des participations massique et modale :**

Tableau VI.11: Pourcentage des participations massique et modale de deuxième variante

Deuxième variante : dalle pleine			
Mode	Période (s)	Masse Cumulée UX (%)	Masse Cumulée UY(%)

1	0,772402	0,6633	0,00062
2	0,770174	0,66364	0,63545
3	0,568059	0,66531	0,65088
4	0,202873	0,80027	0,65193
5	0,187661	0,80126	0,80505
6	0,135359	0,80133	0,80514
7	0,094123	0,84708	0,80514
8	0,093049	0,84835	0,80516
9	0,089325	0,84995	0,81004
10	0,089087	0,84995	0,81004
11	0,089045	0,84995	0,81007
12	0,088992	0,84995	0,81007
13	0,088967	0,84996	0,81044
14	0,088942	0,84996	0,81047
15	0,088934	0,84999	0,81047
16	0,088688	0,8518	0,81147
17	0,088457	0,85277	0,81235
18	0,082489	0,85304	0,83574
19	0,081298	0,8532	0,86799
20	0,079092	0,85338	0,86799
21	0,075536	0,85344	0,86805
22	0,073732	0,85347	0,86806
23	0,060883	0,90933	0,86806
24	0,058195	0,90933	0,92486
25	0,076054	0,90933	0,92486

La masse modale est atteinte dans les deux sens x-x et y-y

UX= 90,93% > 90% ⇒ Condition vérifié

UY= 92,48% > 90% ⇒ Condition vérifié

➤ **Vérification de la résultante de la force sismique :**

Tableau VI.12: Vérification de la résultante de la force sismique de deuxième variante

Deuxième variante : dalle pleine						
		V statique(KN)		V dynamique(KN)		Observation
L'effort tranchant à la base		0,8V _x	0,8V _y	V _x	V _y	Condition vérifié
		2425,446	2078,954	2715,091	2661,215	Condition vérifié

➤ **Vérification des trois premiers modes :**

- Le premier mode est une translation suivant l'axe (x-x) :

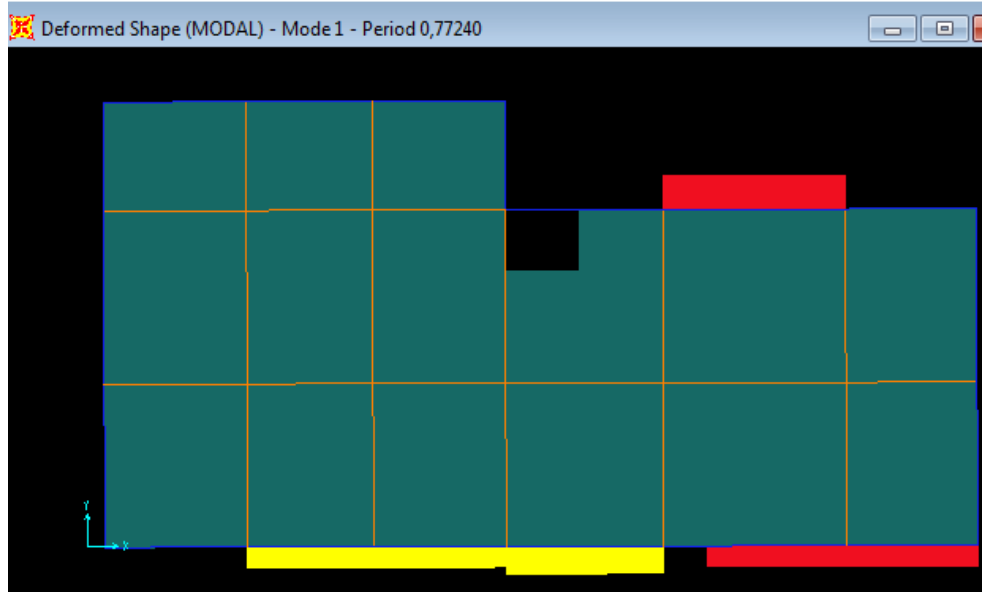


Figure VI.23: 1^{er} mode de translation suivant l'axe x-x (Deuxième variante)

- Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (y-y) :

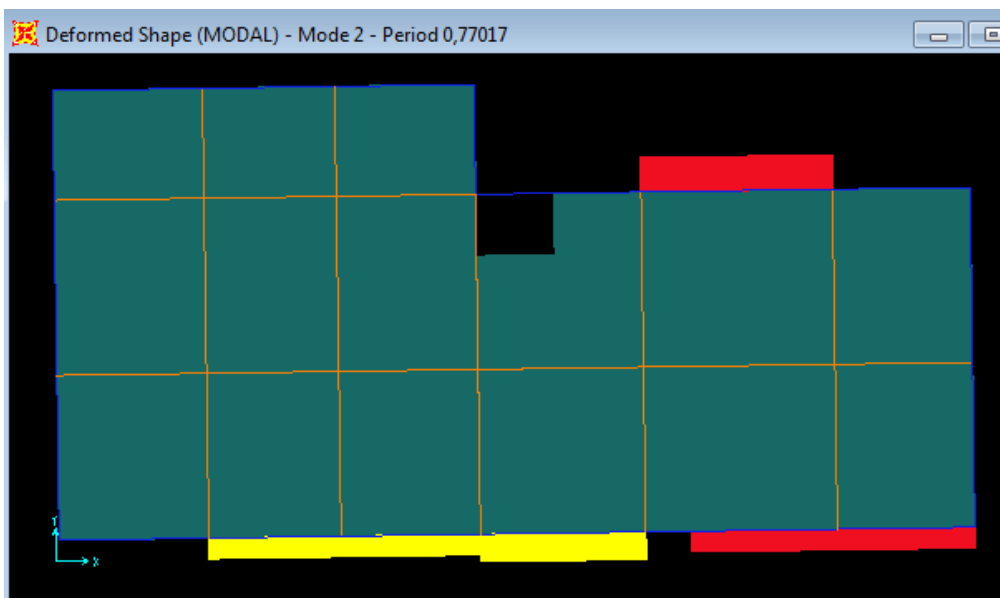


Figure VI.24: 2^{ème} mode de translation suivant l'axe y-y (Deuxième variante).

Le 3^{ème} mode de rotation :

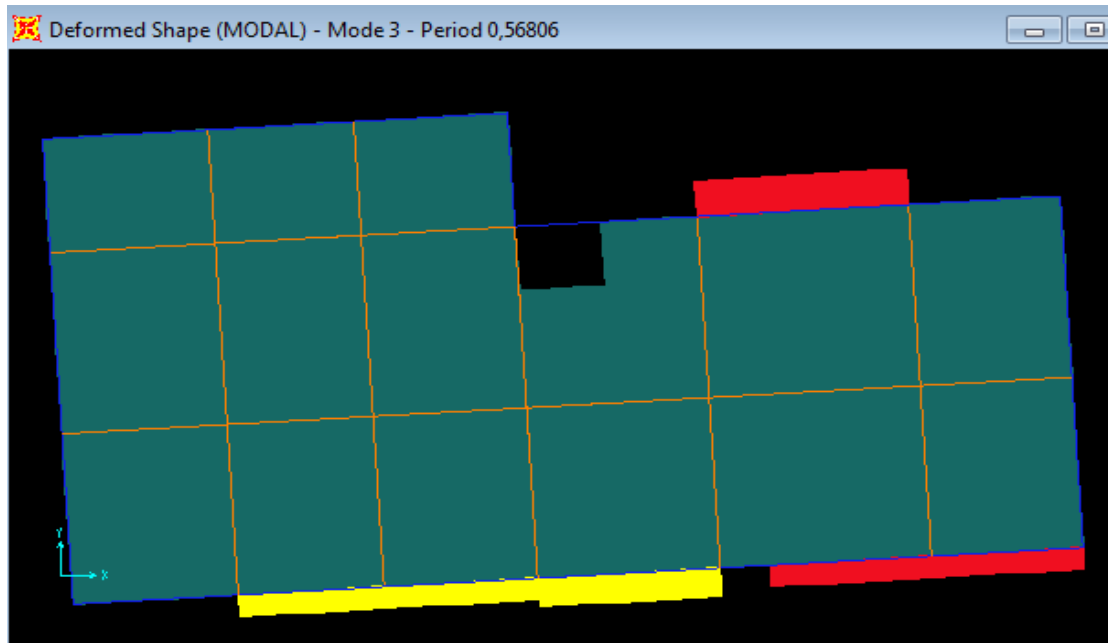


Figure VI.25: 3^{ème} mode de torsion (Deuxième variante).

➤ **Vérification des déplacements:**

Tableau VI.13: Vérification des déplacements des déplacements horizontaux de la 2ème variante

niveau	$\delta_{ek}(m)$		R	$\delta_k = \delta_{ek} \times R (m)$		$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} (m)$		H (m)	$0,01 \times h$	$\Delta k < 1\% h$
	δ_x	δ_y		$R \times \delta_x$	$R \times \delta_y$	Δk_x	Δk_y		$\overline{\Delta k} (m)$	condition
SS	0,0001 3	0,0002	3,5	0,0004	0,0007	0,0004	0,0007	3,06	0,0306	OK
RD C	0,001	0,0011	3,5	0,0035	0,0038	0,0030	0,0031	3,06	0,0306	OK
1	0,0025	0,0025	3,5	0,0087	0,0087	0,0052	0,0049	3,06	0,0306	OK
2	0,0043	0,0044	3,5	0,0150	0,0154	0,0063	0,0066	3,06	0,0306	OK
3	0,0062	0,0065	3,5	0,0217	0,0227	0,0066	0,0073	3,06	0,0306	OK
4	0,0081	0,008	3,5	0,02835	0,028	0,0066	0,0052	3,06	0,0306	OK

5	0,0101	0,0109	3,5	0,0353	0,0381	0,007	0,0101	3,06	0,0306	OK
6	0,0119	0,0132	3,5	0,04165	0,0462	0,0063	0,0080	3,06	0,0306	OK
7	0,0137	0,0154	3,5	0,0479	0,0539	0,0063	0,0077	3,06	0,0306	OK
8	0,0153	0,0176	3,5	0,0535	0,0616	0,0056	0,0077	3,06	0,0306	OK
9	0,0167	0,0196	3,5	0,0584	0,0686	0,0049	0,007	3,06	0,0306	OK

➤ **Vérification de l'effet P- Δ :**

Tableau VI.14: vérification de l'effet P- Δ de deuxième variante

	P (KN)	VX (KN)	VY (KN)	Δk_x (m)	Δk_y (m)	h (m)	θ_x	θ_y	$\theta_k < 0,1$
SS	48606,6	2758,68	2703,11	0,0004	0,0007	3,06	0,0023	0,0041	CV
RDC	43850,1	2502,57	2441,72	0,003	0,0031	3,06	0,0171	0,0181	CV
1	39592,9	2362,65	2294,25	0,0052	0,0049	3,06	0,0284	0,0276	CV
2	35345,6	2251,34	2177,63	0,0063	0,0066	3,06	0,0323	0,0350	CV
3	31134,2	2113,41	2038,01	0,0066	0,0073	3,06	0,0317	0,0364	CV
4	26861,2	1938,80	1865,62	0,0066	0,0052	3,06	0,0298	0,0244	CV
5	22614,0	1743,17	1678,49	0,007	0,0101	3,06	0,0296	0,0444	CV
6	18356,6	1537,06	1489,8	0,0063	0,008	3,06	0,0245	0,0322	CV
7	14162,9	1305,61	1281,1	0,0063	0,0077	3,06	0,0223	0,0278	CV
8	9862,07	1009,47	1008,0	0,0056	0,0077	3,06	0,0178	0,0246	CV
9	5664,71	619,862	629,84	0,0049	0,007	3,06	0,0146	0,0205	CV

VI.9. Conclusion :

Après l'étude sismique des deux structures on a déduit que ce soit la première variante (structure en plancher à corps creux) et la deuxième variante (structure en dalle pleine) répondent aux normes en vigueur notamment : la stabilité dynamique. de ce fait, on peut affirmer que les deux structures peuvent supporter et résister aux efforts amplifiés due à un éventuel séisme majeur.

VII.1. Introduction :

Après avoir défini et présenté les différents types des planchers, et après la modélisation des deux structures (plancher à corps creux et dalle pleine) avec l'outil informatique (logiciel SAP 2000). On passe maintenant à interpréter les résultats, de plus on essaye de comparer entre les deux structures étudié afin de déduire une idée sur ces derniers pour avoir une conclusion de notre étude.

VII.2. Comparaison des résultats sismique :

Après avoir lancer l'analyse avec SAP 2000 dans le but de faire une étude sismique des deux structures (structure planchers à corps creux et structure en dalles pleine), nous avons obtenu les résultats suivants :

VII.2.1. Poids totales de la structure :

$$W_{T1} = 37359,805 \text{ KN}$$

$$W_{T2} = 43311,546 \text{ KN}$$

Tableau VII.1: différence de poids

	1 ^{er} structure : planchers à corps creux	2 ^{ème} structure : dalles pleine
Poids totales de la structure W_T (t)	3735,9805	4331,1546

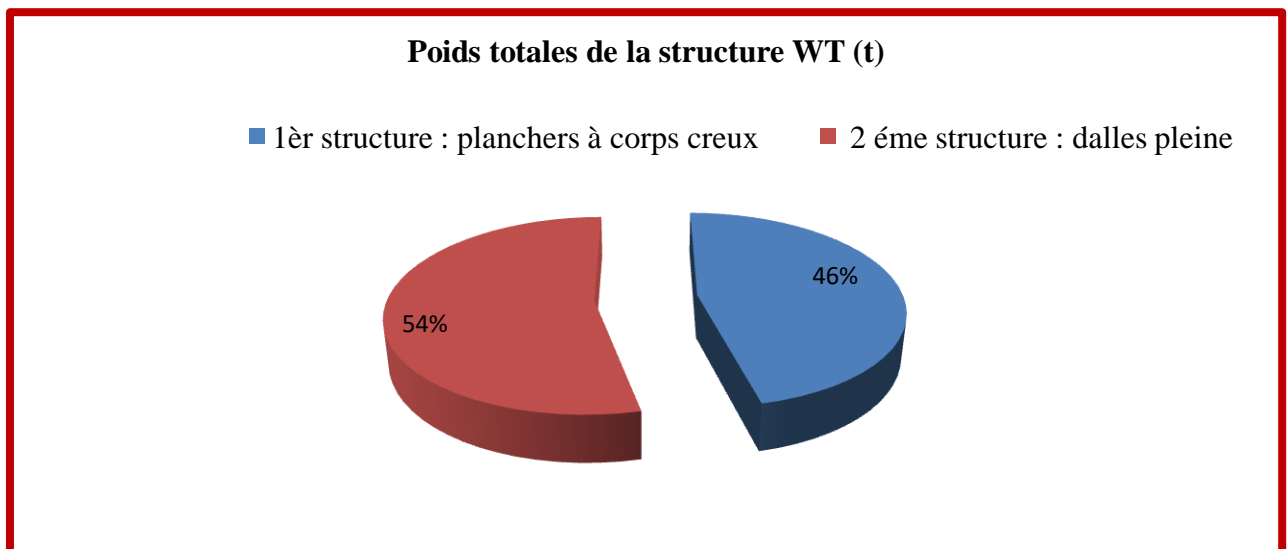


Figure VII.1: secteur graphique représente différents poids

Remarque :

On voit clairement que le poids le plus élevé est celle de la structure en dalle pleine

On déduit que la masse de la structure en dalles pleine est lourde par rapport à la masse de la structure en planchers à corps creux, cela est dû à la grande quantité de béton utilisé, de même le ferrailage dense par rapport à la 2ème structure qui est caractérisé par le coffrage perdu afin d'alléger la structure elle-même.

VII.2.2. Système de contreventement :

Tableau VII.2: différence de système de contreventement des deux structures

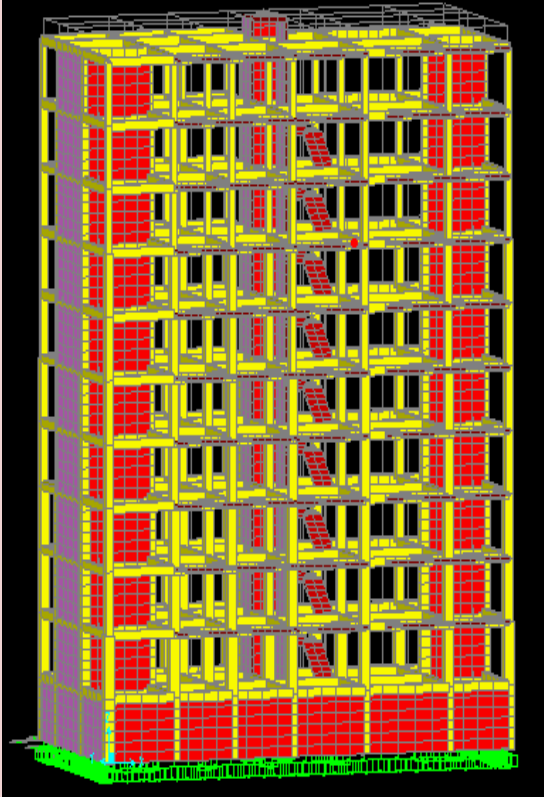
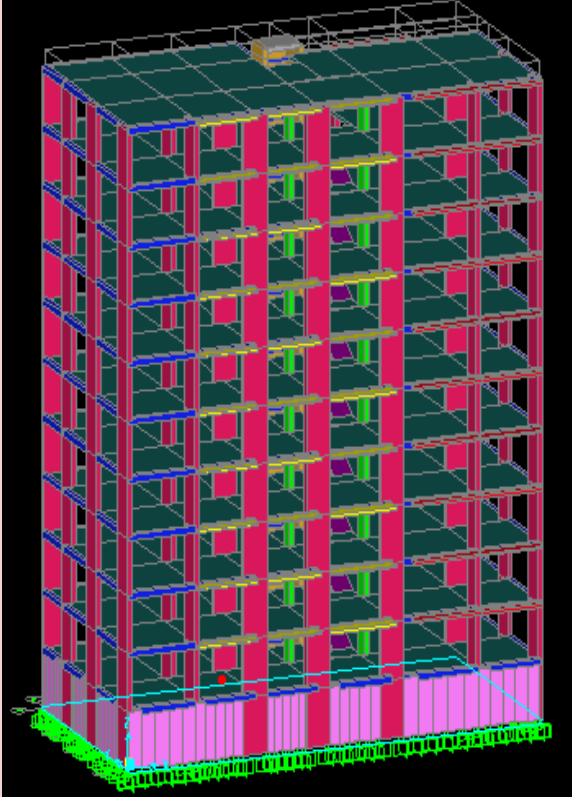
	Structure en planchers à corps creux	Structure en dalles pleine
Système de contreventement	Système mixte (portique, voile)	Voiles porteurs
du coefficient de comportement R	R=4	R=3,5
Vus 3D des deux structures en SAP2000		

Figure VII.2: Variation de système de contreventement

Remarque :

Le système de contreventement utilisé dans la première structure un système mixtes portiques (poteaux – poutres) contreventé par des voiles ce qui offre un avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques

VII.2.3. La période :

Après l'analyse, les résultats de la période dynamique obtenu avec SAP 2000 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3: différence de la période

	1 ^{er} variante : planchers à corps creux	2 ^{ème} variantes : dalles pleine
Période T (s)	0,774	0,772

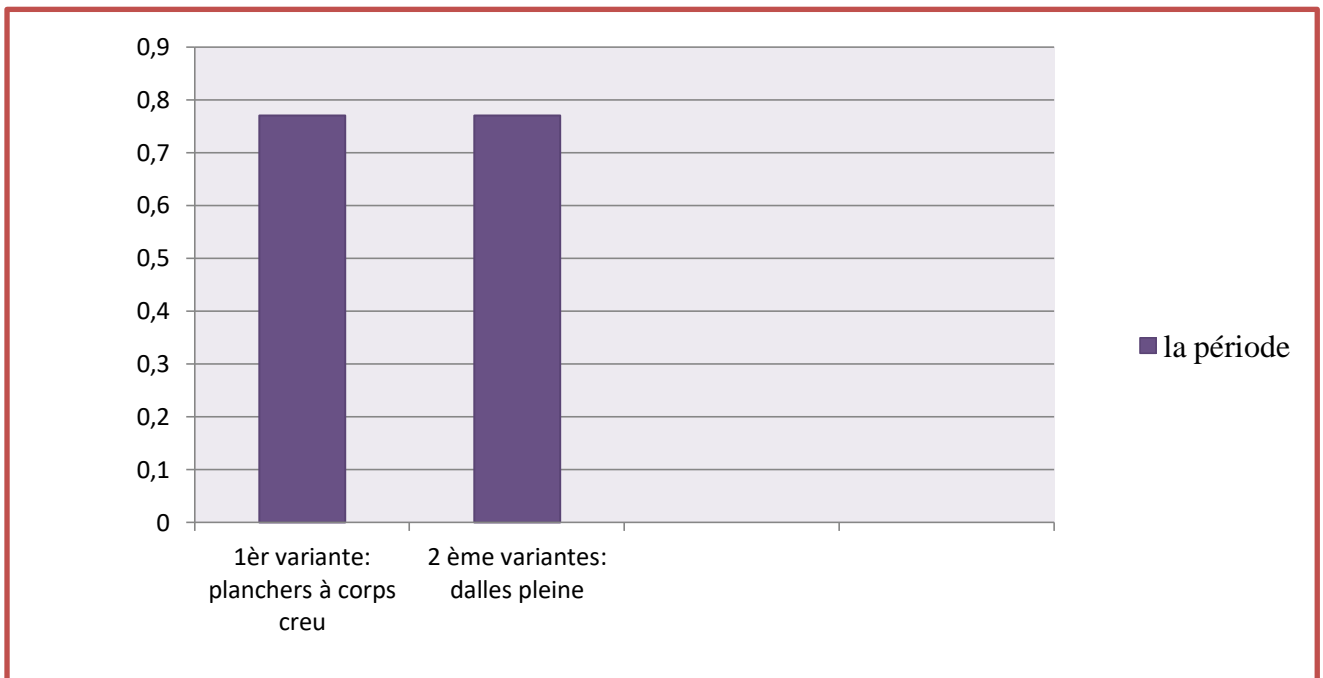


Figure VII.3: Variation de la période.

Remarque :

La période donnée pour la structure en planchers à corps creux est presque la même avec la période donnée par la structure en dalle pleine.

VII.2.4. La participation massique :

Tableau VII.4: différence de pourcentage des participations massique et modale des deux structures:

Facteur de participation massique							
Première variante : plancher à corps creux				Deuxième variante : dalle pleine			
Mode	Période (s)	Masse Cumulée UX (%)	Masse Cumulée UY (%)	Mode	Période (s)	Masse Cumulée UX (%)	Masse Cumulée UY (%)
1	0,774505	0,58004	0,01226	1	0,772402	0,6633	0,00062
2	0,731668	0,58808	0,62448	2	0,770174	0,66364	0,63545
3	0,495553	0,63315	0,62952	3	0,568059	0,66531	0,65088
4	0,218975	0,63547	0,6301	4	0,202873	0,80027	0,65193
5	0,21804	0,63547	0,63015	5	0,187661	0,80126	0,80505
6	0,208946	0,63603	0,63432	6	0,135359	0,80133	0,80514
7	0,208457	0,63849	0,63443	7	0,094123	0,84708	0,80514
8	0,205302	0,7377	0,63446	8	0,093049	0,84835	0,80516
9	0,202204	0,74638	0,6789	9	0,089325	0,84995	0,81004
10	0,201737	0,75232	0,7019	10	0,089087	0,84995	0,81004
11	0,200442	0,75961	0,75879	11	0,089045	0,84995	0,81007
12	0,197502	0,7598	0,75902	12	0,088992	0,84995	0,81007
13	0,196972	0,76713	0,75902	13	0,088967	0,84996	0,81044
14	0,194367	0,76806	0,75941	14	0,088942	0,84996	0,81047
15	0,176408	0,78544	0,76702	15	0,088934	0,84999	0,81047
16	0,176185	0,7855	0,76709	16	0,088688	0,8518	0,81147
17	0,161464	0,7888	0,76713	17	0,088457	0,85277	0,81235
18	0,137449	0,7888	0,82988	18	0,082489	0,85304	0,83574
19	0,121983	0,79624	0,83007	19	0,081298	0,8532	0,86799
20	0,11128	0,80612	0,83116	20	0,079092	0,85338	0,86799
21	0,106977	0,80824	0,83228	21	0,075536	0,85344	0,86805
22	0,106202	0,80826	0,83229	22	0,073732	0,85347	0,86806
23	0,101934	0,80827	0,83275	23	0,060883	0,90933	0,86806
24	0,100646	0,80849	0,83292	24	0,058195	0,90933	0,92486
25	0,100342	0,80852	0,83314	25	0,076054	0,90933	0,92486
26	0,096529	0,80852	0,83399				
27	0,095619	0,80871	0,83407				
28	0,094504	0,81108	0,83421				
29	0,093292	0,81266	0,83421				
30	0,092149	0,81841	0,83421				
31	0,091942	0,81861	0,83431				
32	0,091628	0,82098	0,83493				

33	0,076255	0,90159	
34	0,071691	0,90159	0,93324
35	0,068671	0,90159	0,93324

Remarque :

La structure en plancher à corps creux: la somme des masses modales dans le **34**ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions.

La structure en dalle pleine : la somme des masses modales dans le **24**ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions.

On voit clairement la différence entre ces deux structures dans le nombre de mode pour atteindre et vérifier la participation massique. Cela nous permet de déduire que la structure en dalle pleine atteint cette condition plus vite par rapport aux structures en corps creux, c'est tout à fait logique grâce aux différences de poids observées entre ces deux structures.

VII.2.5. L'effort tranchant à la base :

Tableau VII.5: différence de la résultante de la force sismique

L'effort tranchant à la base	Première variante : plancher à corps creux				Deuxième variante : dalle pleine			
	V statique(KN)		V dynamique(KN)		V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	0,8Vx	0,8Vy	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
	1793,2704	1554,168	1972,562	2041,584	2425,446	2078,954	2715,091	2661,215

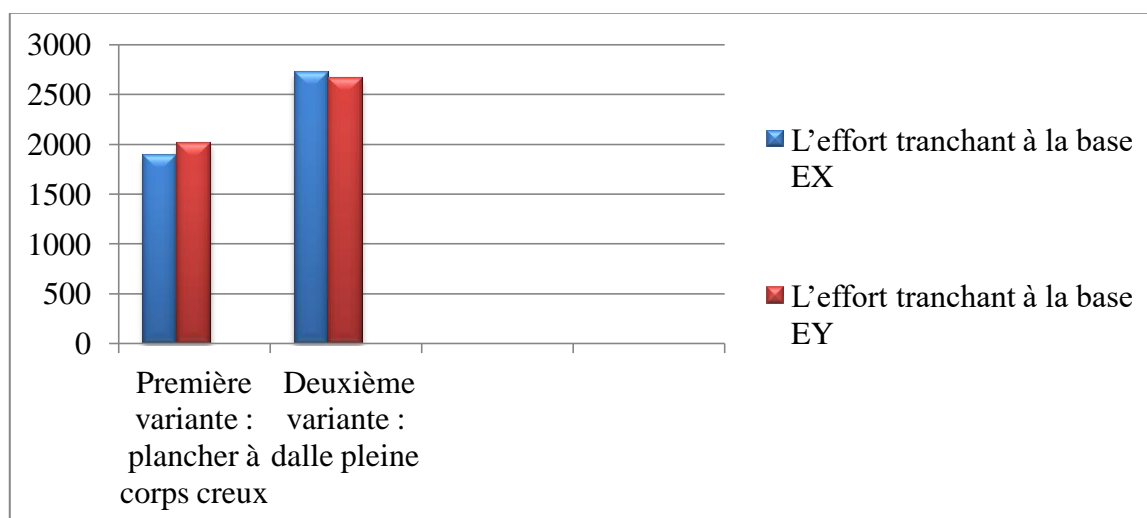


Figure VII.4: Variation de l'effort tranchant

Remarque :

Les efforts tranchant de la structure avec planchers en corps creux sont inférieurs à ceux de la structure en dalle pleine

VII.2.6. Le déplacement :

Tableau VII.6: différence des déplacements horizontaux UX ; UY

Niveaux	Première variante : plancher à corps creux		Deuxième variante : dalle pleine	
	UX (cm)	UY (cm)	UX (cm)	UY (cm)
SS	0,01	0,02	0,013	0,02
RDC	0,09	0,08	0,1	0,11
1	0,21	0,18	0,25	0,25
2	0,35	0,3	0,43	0,44
3	0,51	0,43	0,62	0,65
4	0,68	0,58	0,81	0,8
5	0,86	0,73	1,01	1,09
6	1,05	0,89	1,19	1,32
7	1,23	1,05	1,37	1,54
8	1,4	1,21	1,53	1,76
9	1,56	1,36	1,67	1,96

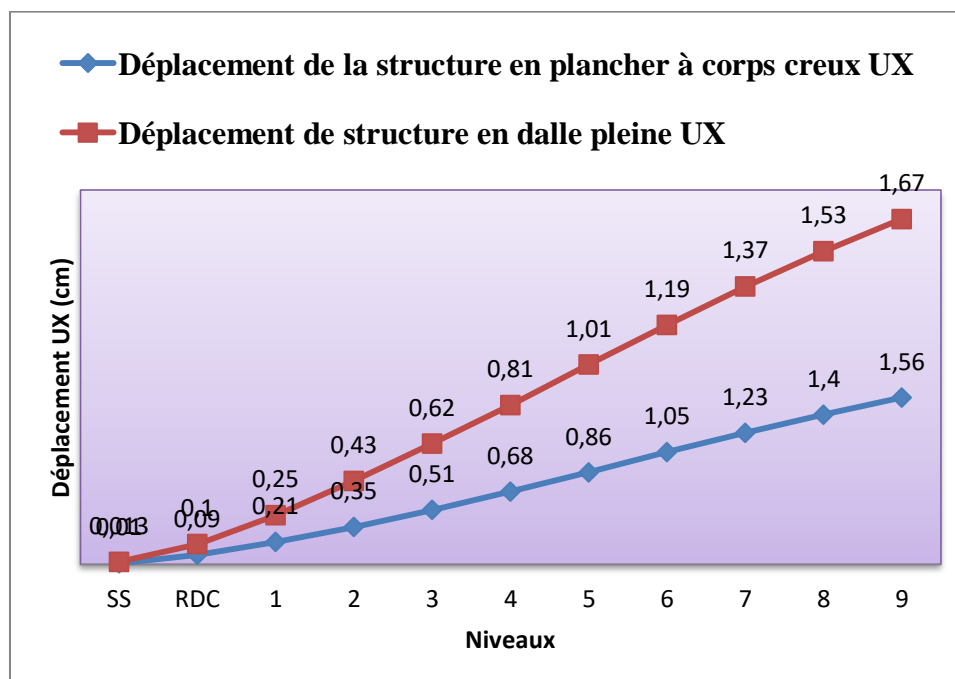


Figure VII.5: Variation de déplacement (UX)

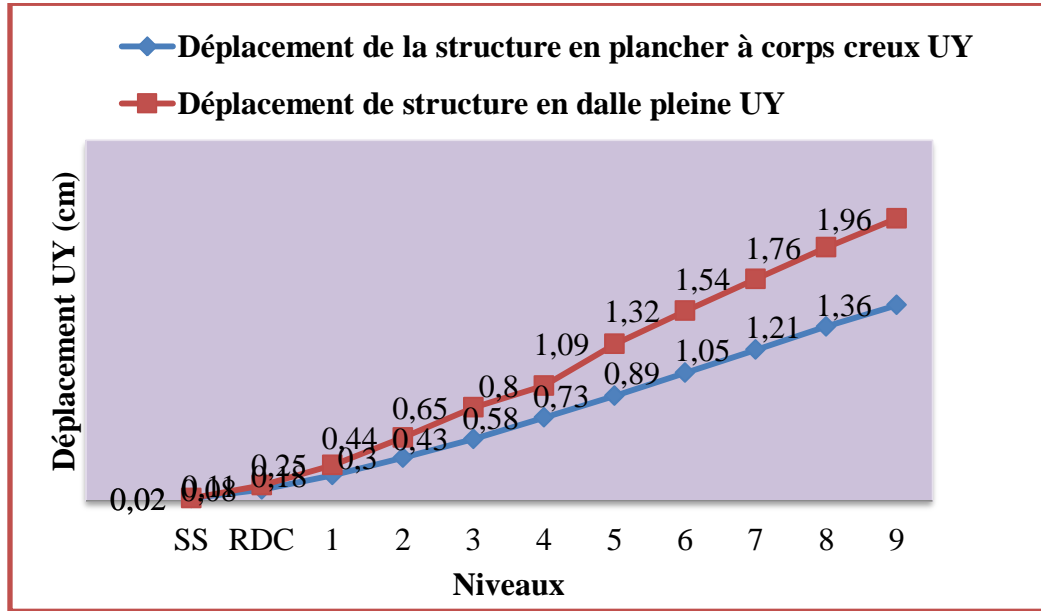


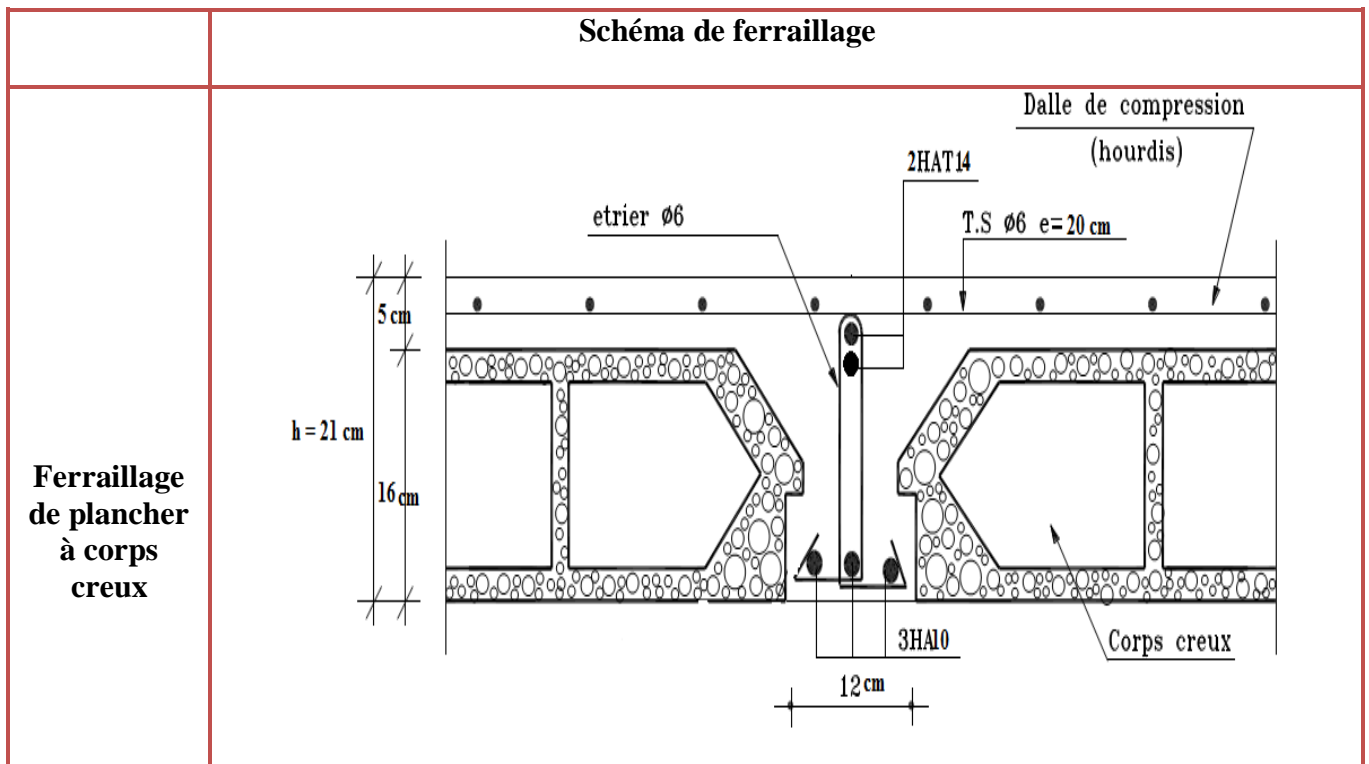
Figure VII.6: Variation de déplacement (UY)

Remarque

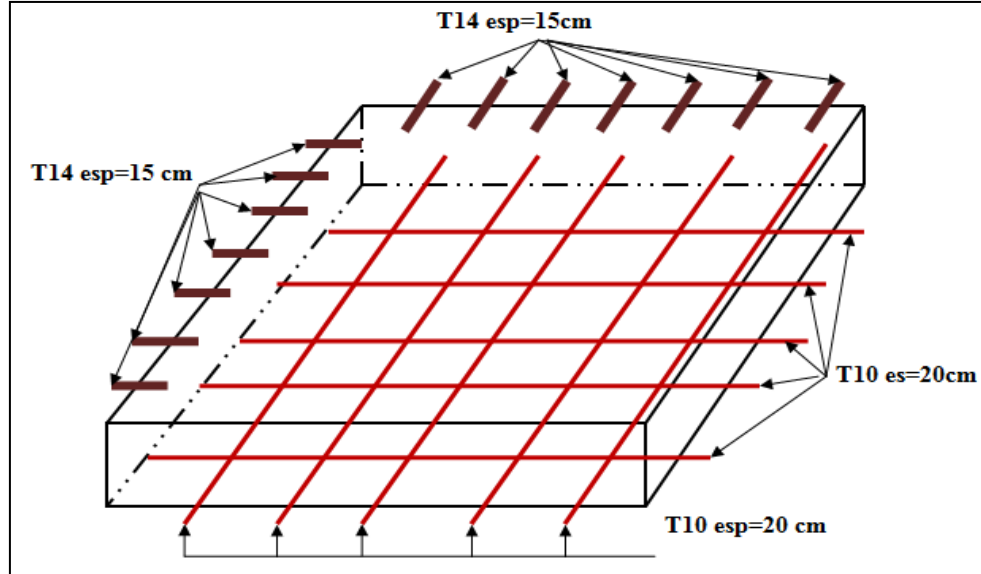
Nous constatons que les déplacements UX ; UY des derniers niveaux dans la structure en dalle pleine sont supérieurs à ceux de la structure en planchers à corps creux.

VII.3. Comparaison de ferrailage :

Tableau VII.7: différence de ferrailage des planchers



Ferraillage de dalle pleine



Remarque :

On remarque que le ferraillage de plancher à corps creux ce fait totalement différent par rapport au ferraillage de dalle pleine. La dalle pleine aura un ferraillage plus dense dû aux charges important qu'elle subit donc on doit offre une meilleure résistance mécanique.

VII.4. Exemple de comparaison de quantité de l'acier et la quantité de béton du plancher:

Dans cette partie de notre étude, on a essayée de calculer la quantité de fer et la quantité de béton pour chaque plancher des deux variantes. On prend comme un exemple de calcul les planchers terrasse inaccessible

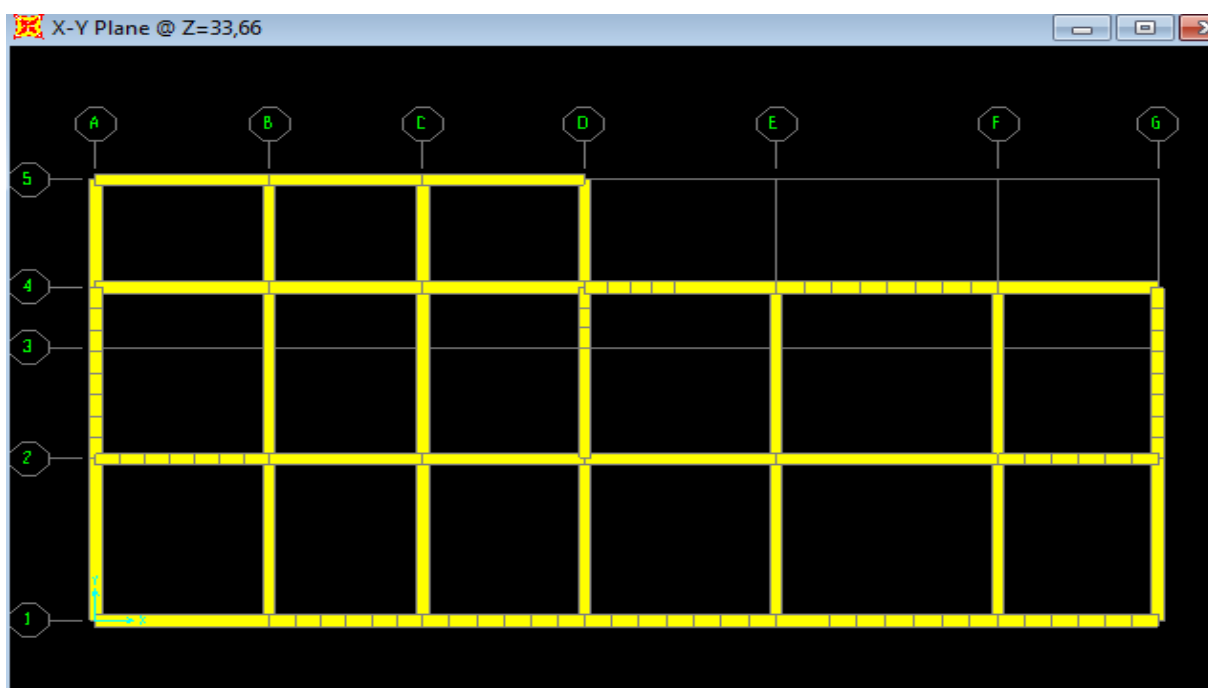


Figure VII.7: plancher à corps creux (terrasse inaccessible)

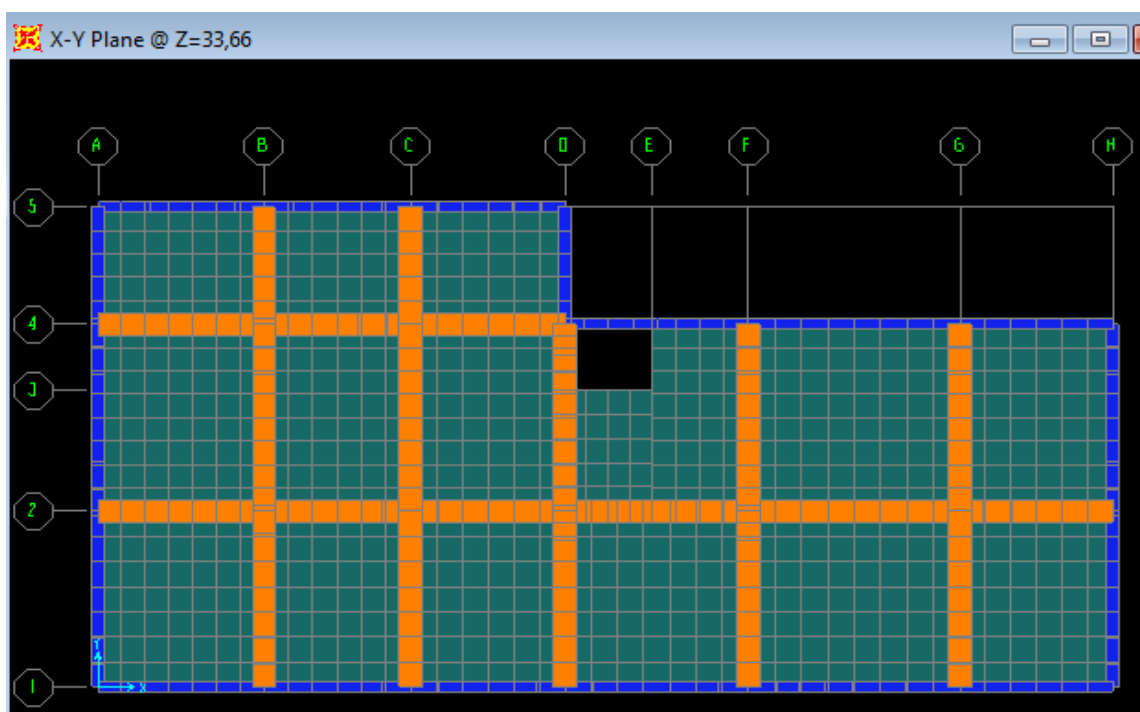


Figure VII.8: plancher en dalle pleine (terrasse inaccessible)

Pour calculer la quantité de fer pour des deux variantes (plancher à corps creux, dalle pleine), il faut ferrailer tout les éléments constituant ces planchers.

VII.4.1. Ferrailage des poutres :

Le calcul de ferrailage des poutres sera calculé par logiciel SAP 2000, Les résultats obtenus sont mentionnée dans les tableaux suivant :

Tableau VII.8: ferrailage des poutres de la première variante: plancher à corps creux (terrasse inaccessible)

Poutre		Section calculée par SAP 2000 (cm ²)	Choix des barres	Section du ferrailage (cm ²)	Ferrailage transversal
Principale (35×45)	appui	10,68	3T14+4T14	10,77	T8
	travée	6,53	3T14+2T12	6,88	T8
Secondaire (30×40)	appui	5,41	3T12+2T12	5,65	T8
	travée	4,24	3T12+1T12	4,52	T8

➤ Schémas de ferrailage des poutres :

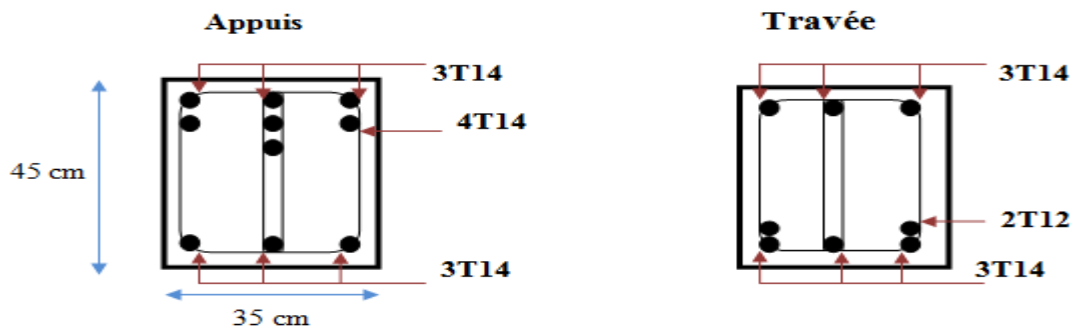


Figure VII.9: Schémas de ferrailage des poutres principales (35×45)

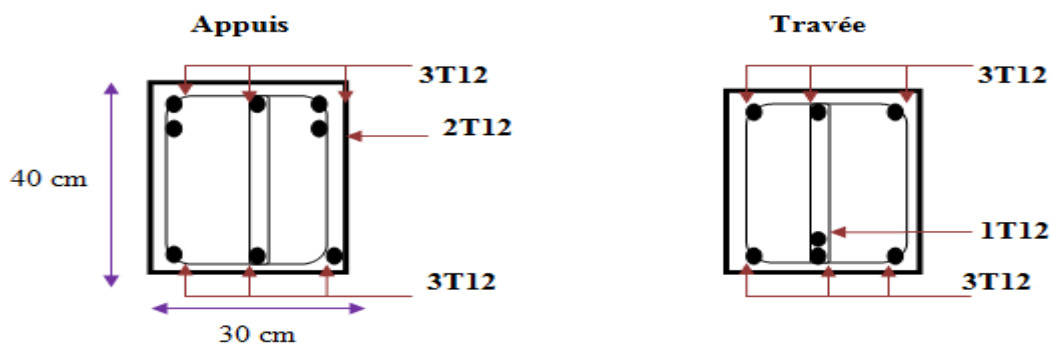


Figure VII.10: Schémas de ferrailage des poutres secondaire (30×40)

Tableau VII.9: ferrailage des poutres de la deuxième variante: dalle pleine (terrasse inaccessible)

Poutre		Section calculée par SAP 2000 (cm ²)	Choix des barres	Section du ferrailage (cm ²)	Ferrailage transversal
Noyée (60×20)	appui	9,02	4T14+2T14	9,23	T8
	travée	5,79	4T12+2T12	6,78	T8
Secondaire (30×35)	appui	5,43	3T12+2T12	5,65	T8
	travée	3,50	3T12+2T12	5,65	T8

➤ Schémas de ferrailage des poutres :

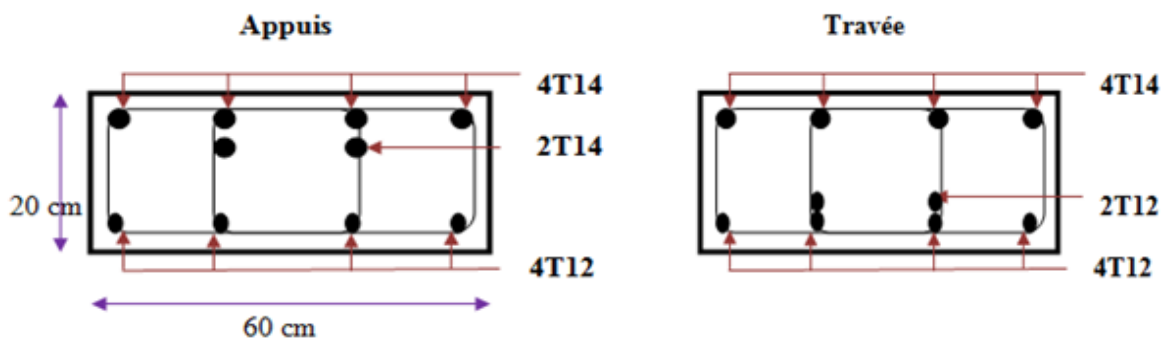


Figure VII.11: Schémas de ferrailage des poutres noyées (60×20)

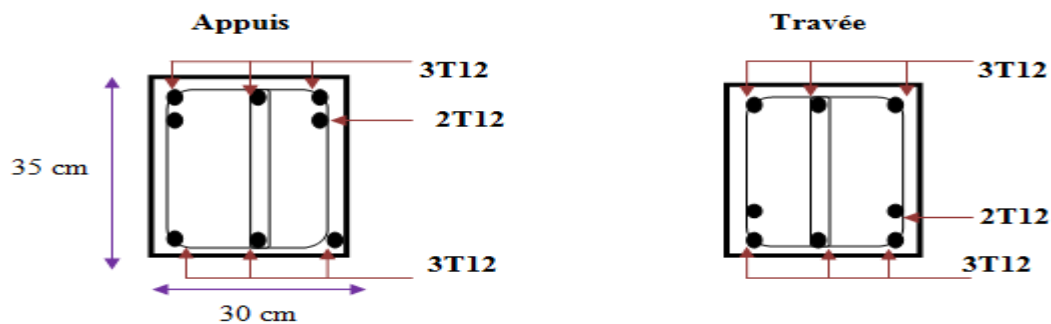


Figure VII.12: Schémas de ferrailage des poutres secondaire (30×35)

VII.4.2. Calcul la quantité de l'acier :

VII.4.2. a. Première variante : plancher à corps creux :

Tableau VII.10: Récapitulatif de ferrailage des éléments constituant du plancher à corps creux de terrasse inaccessible

Élément	Ferrailage en appuis	Ferrailage en travée	Ferrailage transversal
poutre principale	3T14+4T14	3T14+2T12	T8
poutre secondaire	3T12+2T12	3T12+1T12	T8
poutrelle	3T10	2T14	T6
dalle de compression	un treillis soudé de diamètre Ø 6		

Tableau VII.11: calcul de la quantité de fer pour la dalle de compression

DESIGNATION	DIAMETRE DU FER	LONGUEUR DE LA DALLE	LARGEUR DU DE LA DALLE	ESPACE MENT DE BARRE	LONGUEUR D'OUVERTURE	LARGEUR D'OUVERTURE	Nombre De bottes	Nombre Tonnes
armatures: Dalle de compression	6 mm	26,3	13,1	0,2	2,25	1,8	9,13	0,91

Tableau VII.12: calcul de la quantité de fer pour les poutrelles

	Diamètre Du fer	Longueur entraxe De la poutrelle	Epaisseur D'entrevous	Longueur D'étriers	Espace ment D'étriers	Nombre De la poutrelle	Largeur De barre	Nombre Coupes/ barre	Nombre de Inf. de coupes	Arrondi Chute de fer	Longueur de De chutes	Pourcentage Poutrelle identiques	Nombre de P	Nombre De bottes	Nombre Tonnes
Longitudinales	14 mm	4,45	0,16	-	-	-	-	2	2,69 66	2	3,10	0,26	38	5,07	0,51
Longitudinales	14 mm	4,75	0,16	-	-	-	-	2	2,52 63	2	2,50	0,21	35	4,78	0,48
Longitudinales	14 mm	2,85	0,16	-	-	-	-	2	4,21 05	4	0,60	0,05	17	1,21	0,12
Longitudinales	14 mm	2,25	0,16	-	-	-	-	2	5,33 33	5	0,75	0,06	3	0,17	0,02
Longitudinales	10 mm	4,45	0,16	-	-	-	-	3	2,69 66	2	3,10	0,26	38	3,80	0,38
Longitudinales	10 mm	4,75	0,16	-	-	-	-	3	2,52 63	2	2,50	0,21	35	3,59	0,36
Longitudinales	10 mm	2,85	0,16	-	-	-	-	3	4,21 05	4	0,60	0,05	17	0,91	0,09
Longitudinales	10 mm	2,25	0,16	-	-	-	-	3	5,33 33	5	0,75	0,06	3	0,13	0,01
transversales	6 mm	4,45	0,16	0,53	0,1	44,5	0,1 2	-	20,7 5	20	0,40	0,04	38	2,35	0,23
transversales	6 mm	4,75	0,16	0,53	0,1	47,5	0,1 2	-	20,7 5	20	0,40	0,04	35	2,31	0,23
transversales	6 mm	2,85	0,16	0,53	0,1	28,5	0,1 2	-	20,7 5	20	0,40	0,04	17	0,67	0,07
transversales	6 mm	2,25	0,16	0,53	0,1	22,5	0,1 2	-	20,7 5	20	0,40	0,04	3	0,09	0,01
Somme														2,51 tonne	

Tableau VII.13: calcul de la quantité de fer pour les poutres (poutre principale, poutre secondaire)

	DESIGNATION	DIAMETRE DU FER	LONGUEUR DU POUTRE	LARGEUR DU POUTRE	HAUTEUR DU POUTRE	HAUTEUR SOUS PLAFOND	ESPACEMENT DE CADRE	NOMBRE DE CADRES	LONGUEUR DE CADRES	NOMBRE DE CADRES	NOMBRE DE CADRES	NOMBRE DE COUPES/BARRES	ARRONDI INF DE COUPES	LONGUEUR DE CHUTE DE FER	POURCENTAGE DE CHUTES	NOMBRE DE BOITES	NOMBRE DE TONNES
Poutres principale	longitudinales	14 mm	8,1	0,35	0,45	-	-	-	-	6	4	1,48	1	3,9	0,33	3,1	0,31
	longitudinales	14 mm	4	0,35	0,45	-	-	-	-	6	4	3,00	3	0	0,00	1,1	0,11
	longitudinales	14 mm	4,75	0,35	0,45	-	-	-	-	6	3	2,53	2	2,5	0,21	1,2	0,12
	longitudinales	14 mm	9,45	0,35	0,45	-	-	-	-	6	3	1,27	1	2,55	0,21	2,5	0,25
	longitudinales	14 mm	6,93	0,35	0,45	-	-	-	-	4	3	1,73	1	5,07	0,42	1,4	0,14
	longitudinales	14 mm	6,05	0,35	0,45	-	-	-	-	4	4	1,98	1	5,95	0,50	1,7	0,17
	longitudinales	12 mm	6,93	0,35	0,45	-	-	-	-	2	3	1,73	1	5,07	0,42	0,5	0,05
	longitudinales	12 mm	6,05	0,35	0,45	-	-	-	-	2	4	1,98	1	5,95	0,50	0,7	0,05
	transversales	8 mm	8,1	0,35	0,45	3,06	0,15	20	1,66	-	4	7,23	7	0,38	0,03	0,5	0,05
	transversales	8 mm	4	0,35	0,45	3,06	0,15	20	1,66	-	4	7,23	7	0,38	0,03	0,5	0,05
	transversales	8 mm	4,75	0,35	0,45	3,06	0,15	20	1,66	-	3	7,23	7	0,38	0,03	0,4	0,04
	transversales	8 mm	9,45	0,35	0,45	3,06	0,15	20	1,66	-	3	7,23	7	0,38	0,03	0,4	0,04
Poutres secondaire	longitudinales	12 mm	9,9	0,3	0,4	-	-	-	-	6	7	1,21	1	2,1	0,18	4,5	0,45
	longitudinales	12 mm	3,2	0,3	0,4	-	-	-	-	6	4	3,75	3	2,4	0,20	0,9	0,09
	longitudinales	12 mm	6,5	0,3	0,4	-	-	-	-	3	4	1,85	1	5,5	0,46	1,1	0,10
	longitudinales	12 mm	4,9	0,3	0,4	-	-	-	-	3	3	2,45	2	2,2	0,18	0,5	0,05
	transversales	8 mm	9,9	0,3	0,35	3,06	0,15	20	1,36	-	7	8,82	8	1,12	0,09	0,8	0,08
	transversales	8 mm	3,2	0,3	0,35	3,06	0,15	20	1,36	-	4	8,82	8	1,12	0,09	0,5	0,05
Somme																2,2 tonne	

Tableau VII.14: Quantité du fer totale du plancher à corps creux (terrasse inaccessible)

Surface du plancher S=295,04 m ²	Élément			
	poutre principale (35×45)	poutre secondaire (30×40)	poutrelle	dalle de compression
Quantité de fer (t)	1,41	0,82	2,51	0,91
TOTALE	5,62 tonne			

VII.4.2.b. Deuxième variante : dalle pleine

Tableau VII.15: récapitulatif de ferrailage des éléments constituant du plancher à dalle pleine de terrasse inaccessible

Élément	Ferrailage en appuis	Ferrailage en travée	Ferrailage transversale
poutre noyée	4T14+2T14	4T12+2T12	T8
poutre secondaire	3T12+2T12	3T12+2T12	T8
Dalle pleine	7T12 suivant X 7T14 suivant Y	5T10 suivant X 5T10 suivant Y	

Tableau VII.16: calcul de la quantité de fer pour les poutres noyée

Désignation	Diamètre Du fer	Longueur Du poutre	Largeur Du poutre	Hauteur Du poutre	Haut sous Plafond	Espace ment De cadre	Nombre De cadres	Longueur De cadres	Nombre De barres	Nombre De poutres	Nombre de Coupes /barre	Arrondi Inf de coupes	Longueur de Chute de fer	Pourcentage De chute s	Nombre De botte s	Nombre De tonnes
longitudinales	14mm	9,9	0,6	0,2					4	5	1,21	1	2,1	0,18	2,8	0,28
longitudinales	14mm	3,2	0,6	0,2					4	2	3,75	3	2,4	0,20	0,4	0,04
longitudinales	14mm	8,1	0,6	0,2					4	2	1,48	1	3,9	0,33	1,0	0,10
longitudinales	14mm	4	0,6	0,2					4	2	3,00	3	0	0,00	0,4	0,04
longitudinales	14mm	4,75	0,6	0,2					4	1	2,53	2	2,5	0,21	0,3	0,03
longitudinales	14mm	9,45	0,6	0,2					4	1	1,27	1	2,55	0,21	0,5	0,05
longitudinales	14mm	6,6	0,6	0,2					2	2	1,82	1	5,4	0,45	0,5	0,05
longitudinales	14mm	5	0,6	0,2					2	3	2,40	2	2	0,17	0,4	0,04
longitudinales	14mm	6,05	0,6	0,2					2	2	1,98	1	5,95	0,50	0,4	0,04
longitudinales	14mm	6,93	0,6	0,2					2	1	1,73	1	5,07	0,42	0,2	0,02
longitudinales	12mm	9,9	0,6	0,2					4	5	1,21	1	2,1	0,18	2,2	0,22
longitudinales	12mm	3,2	0,6	0,2					4	2	3,75	3	2,4	0,20	0,3	0,03
longitudinales	12mm	8,1	0,6	0,2					4	2	1,48	1	3,9	0,33	0,8	0,08
longitudinales	12mm	4	0,6	0,2					4	2	3,00	3	0	0,00	0,3	0,03
longitudinales	12mm	4,75	0,6	0,2					4	1	2,53	2	2,5	0,21	0,2	0,02
longitudinales	12mm	9,45	0,6	0,2					4	1	1,27	1	2,55	0,21	0,4	0,04
longitudinales	12mm	6,6	0,6	0,2					2	2	1,82	1	5,4	0,45	0,4	0,04
longitudinales	12mm	5	0,6	0,2					2	3	2,40	2	2	0,17	0,3	0,03
longitudinales	12mm	6,05	0,6	0,2					2	2	1,98	1	5,95	0,50	0,3	0,03
longitudinales	12mm	6,93	0,6	0,2					2	1	1,73	1	5,07	0,42	0,2	0,02
transversales	8 mm	9,9	0,6	0,2	3,06	0,2	15	1,66	-	5	7,23	7	0,38	0,03	0,5	0,05
transversales	8 mm	3,2	0,6	0,2	3,06	0,2	15	1,66	-	2	7,23	7	0,38	0,03	0,2	0,02
transversales	8 mm	8,1	0,6	0,2	3,06	0,2	15	1,66	-	2	7,23	7	0,38	0,03	0,2	0,02
transversales	8 mm	4	0,6	0,2	3,06	0,2	15	1,66	-	2	7,23	7	0,38	0,03	0,2	0,02
transversales	8 mm	4,75	0,6	0,2	3,06	0,2	15	1,66	-	1	7,23	7	0,38	0,03	0,1	0,01
transversales	8 mm	9,45	0,6	0,2	3,06	0,2	15	1,66	-	1	7,23	7	0,38	0,03	0,1	0,01
Somme																1,36 tonne

Tableau VII.17: calcul de la quantité de fer pour les poutres secondaire

Désignation	Diamètre Du fer	Longueur De la poutre	Largueur De la poutre	Hauteur De la poutre	Haut eur sous Plafond	Espace ment De cadre	No mbre De cadres	Longueur De cadres	No mbre De barres	No mbre De poutres	Nom bre de Coupes/barre	Arr on di Inf. de coupes	Longueur de Chute de fer	Pourcentage De chutes	Nom bre De bottes	Nom bre De tonnes
longitudinales	12mm	9,9	0,3	0,35	-	-	-	-	6	2	1,21	1	2,1	0,18	1,3	0,13
longitudinales	12mm	3,2	0,3	0,35	-	-	-	-	6	2	3,75	3	2,4	0,20	0,4	0,04
longitudinales	12mm	8,1	0,3	0,35	-	-	-	-	6	2	1,48	1	3,9	0,33	1,2	0,12
longitudinales	12mm	8,75	0,3	0,35	-	-	-	-	6	2	1,37	1	3,25	0,27	1,2	0,12
longitudinales	12mm	9,45	0,3	0,35	-	-	-	-	6	2	1,27	1	2,55	0,21	1,3	0,13
longitudinales	12mm	6,5	0,3	0,35	-	-	-	-	4	2	1,85	1	5,5	0,46	0,7	0,07
longitudinales	12mm	6,05	0,3	0,35	-	-	-	-	4	2	1,98	1	5,95	0,50	0,7	0,07
longitudinales	12mm	6,93	0,3	0,35	-	-	-	-	4	2	1,73	1	5,07	0,42	0,7	0,07
transversales	8 mm	9,9	0,3	0,35	3,06	0,15	20	1,36	-	2	8,82	8	1,12	0,09	0,2	0,02
transversales	8 mm	3,2	0,3	0,35	3,06	0,15	20	1,36	-	2	8,82	8	1,12	0,09	0,2	0,02
transversales	8 mm	8,1	0,3	0,35	3,06	0,15	20	1,36	-	2	8,82	8	1,12	0,09	0,2	0,02
transversales	8 mm	8,75	0,3	0,35	3,06	0,15	20	1,36	-	2	8,82	8	1,12	0,09	0,2	0,02
transversales	8mm	9,45	0,3	0,35	3,06	0,15	20	1,36	-	2	8,82	8	1,12	0,09	0,2	0,02
Somme															0,87 tonne	

Tableau VII.18: calcul de la quantité de fer pour la dalle pleine

Désignation	Diamètre Du fer	Longueur De la dalle	Largueur Du de la dalle	Espace ment De barre	Longueur D'ouverture	Largueur D'ouverture	Nombre De bottes	Nombre Tonne s
armatures: Dalle pleine	10 mm	13,1	12,1	0,2	0	0	10,06	1,01
armatures: Dalle pleine	10 mm	14,2	9,9	0,2	2,25	1,8	8,70	0,87
armatures: Dalle pleine	14 mm	13,1	12,1	0,15	0	0	26,73	2,67
armatures: Dalle pleine	14 mm	14,2	9,9	0,15	2,25	1,8	23,09	2,31
Somme								6,86 tonne

Tableau VII.19: Quantité du fer totale du plancher à dalle pleine (terrasse inaccessible)

Surface du plancher S=295,04 m ²	Élément		
	Poutre noyée (60×20)	poutre secondaire (30×35)	Dalle pleine
Quantité de fer (t)	1,36	0,87	6,86
TOTALE	9,09 tonne		

VII.4.2.c. Comparaison de la quantité de l'acier entre les deux variantes :

Quantité totale du fer (dalle pleine) - Quantité totale du fer (plancher à corps creux)

⇒

$$= 9,09 - 5,62 = 3,47 \text{ tonne}$$

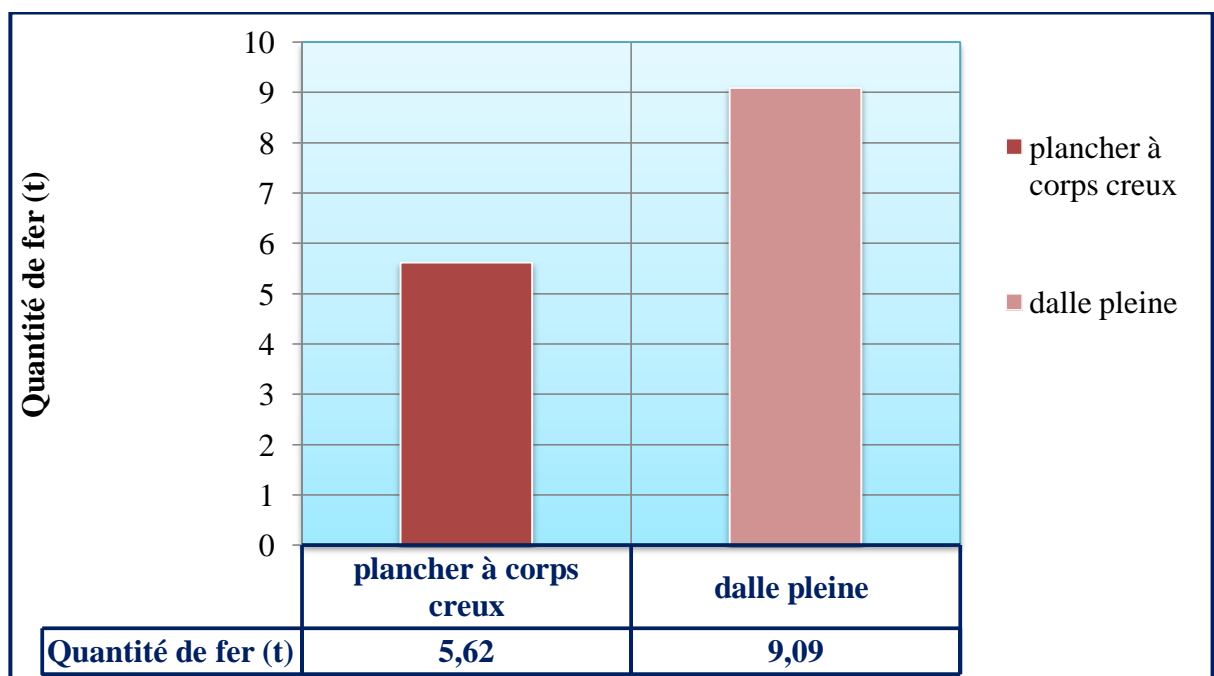


Figure VII.13 : variation de quantité de fer

Remarque :

On remarque que la quantité de l'acier dans la dalle pleine est plus élevée que la quantité de celle dans le plancher à corps creux, et la différence entre eux est de 3,47 tonne de fer.

VII.4.3. Calcul la quantité de béton :

Pour calculer la quantité de béton, on prend le plancher terrasse inaccessible comme exemple de calcul

VII.4.3.a. Première variante : plancher à corps creux

Tableau VII.20: calcul de la quantité de béton pour les poutres et les poutrelles

Désignation	Longueur De la poutre	Largeur De la poutre	Hauteur De la poutre	Nombre De la poutre	Volume Du béton (m ³)	Somme (m ³)
poutres principale	26,3	0,35	0,45	3	12,43	14,33
	12,1	0,35	0,45	1	1,91	
poutres secondaire	4,45	0,3	0,4	7	3,74	9,1
	4,75	0,3	0,4	7	3,99	
	2,85	0,3	0,4	4	1,37	
Poutrelle	4,45	0,12	0,16	38	3,25	7,54
	4,75	0,12	0,16	35	3,19	
	2,95	0,12	0,16	3	0,17	
	2,85	0,12	0,16	17	0,93	

Tableau VII.21: calcul de la quantité de béton pour la dalle de compression

Désignation	Longueur De dalle	Largeur De dalle	Hauteur De dalle	Longueur D'ouverture	Largeur D'ouverture	Nombre De dalle	Volume Du béton (m ³)
Dalle de compression	12,1	13,1	0,05	0	0	1	7,93
	14,2	9,9	0,05	2,25	1,8	1	6,83
Somme							14,75

Tableau VII.22: Quantité du béton : plancher à corps creux (terrasse inaccessible)

Élément	Hauteur (m)	volume de béton (m ³)
poutre principale	0,45	14,33
poutre secondaire	0,40	9,1
poutrelle	0,16	7,54
dalle de compression	0,05	14,75
TOTALE		45,72

VII.4.3.b. Deuxième variante : dalle pleine

Tableau VII.23: calcul de la quantité de béton pour la dalle pleine

Désignation	Longueur De dalle	Largeur De dalle	Hauteur De dalle	Longueur D'ouverture	Largeur D'ouverture	Nombre De dalle	Volume Du béton (m ³)
Dalle pleine	12,1	13,1	0,2	0	0	1	31,70
	14,2	9,9	0,2	2,25	1,8	1	27,31
Somme							59,008

Tableau VII.24: calcul de la quantité de béton pour les chainages

Désignation	Longueur De la poutre	Largeur De la poutre	Hauteur De la poutre	Nombre De la poutre	Volume Du béton (m ³)
Chainage	9,9	0,3	0,35	2	2,08
	26,3	0,3	0,35	2	5,52
	3,2	0,3	0,35	2	0,67
Somme					8,27

Tableau VII.25 : Quantité du béton : dalle pleine (terrasse inaccessible)

Elément	Hauteur	volume de béton (m ³)
Dalle pleine	0,2	59,008
Chainage	0,35	8,27
TOTALE		67,28

VII.4.3.c. Comparaison de la quantité de béton entre les deux variantes :

Quantité totale du béton (dalle pleine) - Quantité totale du béton (plancher à corps creux)

⇒

$$= 67,28 - 45,72 = 21,56 \text{ m}^3$$

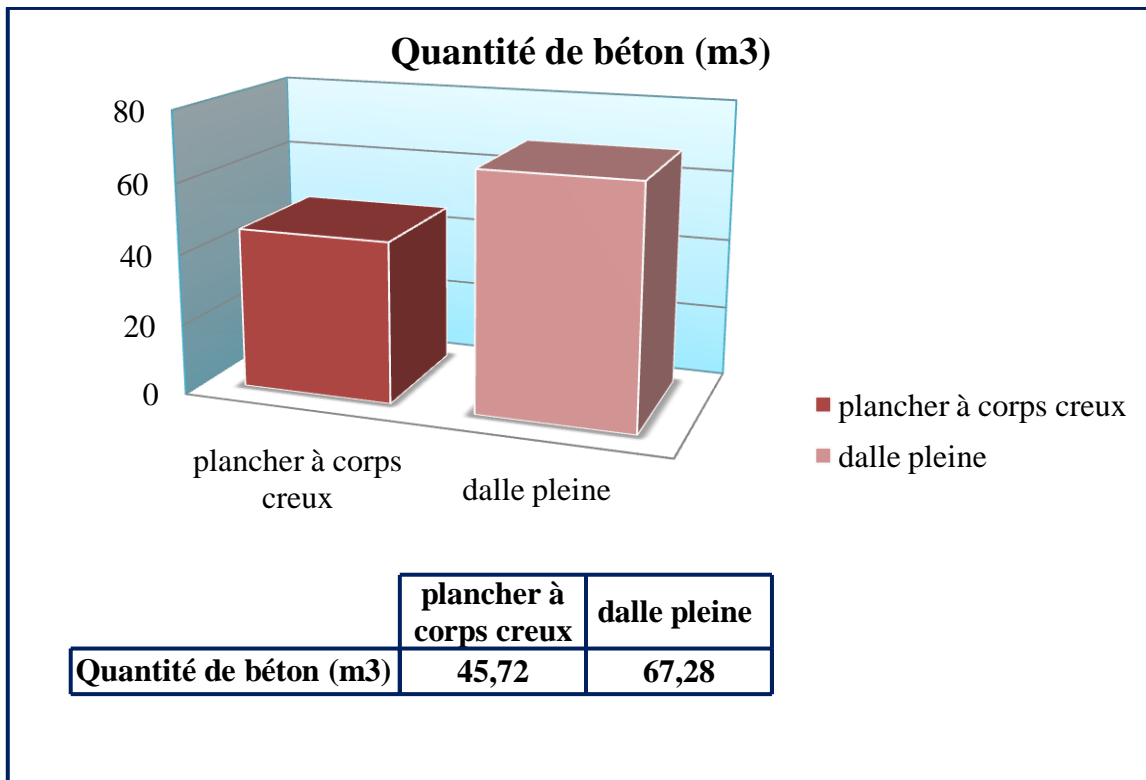


Figure VII.14 : variation de quantité de béton

Remarque

La quantité de béton de la deuxième variante est plus élevée que la quantité de celle dans le plancher à corps creux, et la différence entre eux est de $21,56 \text{ m}^3$ de béton.

VII.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait une étude comparative entre deux structures (structure avec plancher en corps creux et structure en dalle pleine), Les paramètres de comparaison adoptés sont : le poids totale, la période, La participation massique, le déplacement, les efforts tranchant, la quantité de fer et la quantité de béton entre les deux variantes de planchers

L'analyse comparative de ces deux variantes a montré que les résultats de la période sont presque identiques.

Nous constatons que la dalle pleine est plus simplement un gros pavé de béton armé, ainsi, elle consomme énormément de béton et d'acier. Aussi, le ferrailage de la dalle pleine nécessite beaucoup de main d'œuvre et consomme beaucoup de temps par rapport au plancher à corps creux.

Le plancher à corps creux est plus économique en terme de cout par rapport au dalle pleine, ceci est justifié par les quantités de béton économisées dus aux corps creux créés par les entrevous.

Conclusion Générale

Notre travail de fin d'étude, consiste en l'étude d'un bâtiment avec deux variantes les planchers : à corps creux et dalle pleine.

En premier lieux, nous avons opté pour une conception qui respecte les contraintes architecturales et structurales. Cela a travers un pré-dimensionnement des éléments de la structure vis a vis des charges appliquées, tout en restant conforme aux documents techniques et réglementation en vigueur.

Après cela, On procède aux calculs des sollicitations exercées sur les éléments structuraux pour obtenir un ferrailage optimale, dans les deux type de plancher cité précédemment

Cette étude a été effectuée en grande partie grâce à l'utilisation de divers programme d'analyse et de modélisation, comme c'est le cas de logiciel SAP 2000 qui a cours de l'étude, nous a été d'une grande aide sur l'aboutissement d'un résultat fiable.

Nous avons aussi extrait par la suite les résultats concernant les sollicitations sismique et nous avons effectué les vérifications réglementaires relatives aux règles RPA99/ V2003 notamment ceux concernant la période, les déplacements et les efforts.

Enfin, après vérification des résultat, nous avons effectué une étude comparative entre les deux variantes permettant ainsi de tirer plusieurs conclusions et recommandations, les plus importantes seront citées ci-après :

- La première variante en planchers à corps creux est plus économique et plus favorable que la deuxième variante en dalle pleine, Il s'avère donc que la structure en plancher à corps creux est plus avantageux en termes de cout.
- le ferrailage de la dalle pleine est très dense, il nécessite une mise en place adéquat des armatures tous en respectant leur espacements, de plus une vibration lors du coulage de béton afin d'éviter tous ségrégation au moment de décoffrage.
- Le prix du projet est plus économique en variante plancher à corps creux , les délais de réalisation sont aussi réduits.

En tant que futur ingénieur nous espérant que ce travail nous aide dons notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements:

- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « C.B.A93, D.T. B.C2-41. »
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C22. ».
- ❖ Règles parasismiques algérienne « RPA99 version 2003 »
- ❖ Béton aux états limite « BAEL.91 modifié99 »

Mémoires :

- ❖ (2020/2021) Eude d'un bâtiment R+10 avec sous-sols à usage mixte avec un système constructif << Mur porteurs >>. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M.Bahar Sad.
- ❖ (2016-2017) « Etude de l'impact des sollicitations Sismique et Thermique sur le comportement d'un Centre de Recherche Médicale (Sous sol+RDC+7etages) ». Mémoire de fin d'étude master, Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib d'Ain Témouchent, Encadré par : Mr. BENNACEUR Sidi Mohammed et Mr. DERBAL Rachid.

Cours:

- ❖ Dr. MADI Rafik (UNIVERSITE 8 MAI 1945 – GUELMA-Septembre 2014)
OUVRAGES EN BETON.
- ❖ Bâtiment 2 (12/13) – S6 LICENCE Génie Civil – Option : Construction Bâtiment - Prof. Amar KASSOUL – UHBChlef.

Site web:

- ❖ <https://biblioconstruction.blogspot.com/2022/01/27-feuilles-de-calcul-metre-btp-excel.html?fbclid=IwAR3TOLGo3GHIYE8Nn6k6yzoFdL8EXvD0bV9pbYpMayuWgEGJ31hYHcvx630>
- ❖ https://fr.slideshare.net/Saamysaami/planchers-07?qid=f53d5c5c-8afa-41aa-b7c9-fb7adbb337a8&v=&b=&from_search=6
- ❖ <https://fr.slideshare.net/slimanekemiha/les-planchers-145545379>

Outils informatiques :

- ❖ Structural Analysis Program « SAP2000 »
- ❖ MICRO SOFT OFFICE WORD
- ❖ MICRO SOFT OFFICE EXCEL

