

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen



FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Thème

Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé

Réaliser par :

- Mr KIES MOHAMMED EL AMINE
- Mr CHIKH ZAKARIA

Devant le Jury Composé de :

Mme MEDJAHED A.
Pr BEZZAR A.
Dr RAS A.

Présidente
Examineur
Encadrant

2020 / 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Au terme de notre travail de fin d'étude, nous remercions avant tous, le Grand Dieu notre créateur de nous a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements et nos sincères gratitudees à Monsieur **RAS** nous a donné le temps, la confiance en soi et la passion de travailler et de produire. On le remercie du fond du cœur pour son intérêt, sa patience, sa **disponibilité**, et pour tous ses conseils.

A notre honorable jurées la présidente **Mme MEDJAHED** et l'examineur **Pr BEZZAR** Pour avoir accepté de juger notre travail, sans oublier leurs efforts pour nous soutenir lorsqu'ils étaient nos professeurs.

Un grand merci également à l'équipe enseignante du département Génie Civil qui a participé à notre formation durant tous les cycles.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet De fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicace

A mes chers parents, Pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et les rendre fiers de moi.

A mes chers Frères, ma grand-mère et toute ma famille sans exception, pour leurs encouragements et soutien moral dans les différentes étapes de ma vie académique Et universitaire.

A mon grand-père, que Dieu ait pitié de lui, qui m'a soutenu dans tout ce que j'ai fait.

Le moins que je puisse faire est d'honorer son âme avec ce travail.

A mon binôme ZAKARIA et à son famille, Tout cela grâce à lui compte tenu des jours difficiles que nous avons traversés pour préparer ce mémoire de fin d'étude.

A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Enfin, un grand merci particulier à tous ceux qui ont participé à la réalisation de cet travail, que ce soit de près ou de loin, sans oublier les personnes qui nous sont chers.

KIES MOHAMMED EL AMINE

Dédicace

A mes chers parents, pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie.

A mes chères Frères, pour leurs encouragements et soutien moral

A toute ma famille sans exception.

A mon binôme AMINE, et sa famille.

A tous mes amis sans exception.

A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

CHIKH ZAKARIA

Résumé

Le But de ce projet est de faire une étude détaillé d'un bâtiment en béton armé pour qu'elle Résiste bien aux séismes.

La Structure étudié dans ce mémoire, est un bâtiment en béton armé composée d'un rez de chaussée plus huit étages, situé dans la Wilaya de **TLEMCEM**, cette région est classée en zone de faible sismicité (zone I).

La modélisation et l'analyse du projet ont été réalisées à l'aide du logiciel de calcul de structure **SAP2000**, afin d'effectuer analyse modale et l'étude sismique, Puis comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres..).

Le calcul et la vérification de l'ensemble des éléments ont été faits conformément aux règlements **BAEL91 modifié99** et le **RPA99 version 2003**.

Mots-clés : Béton armé, Bâtiment, Sap2000, Poteau, Poutre, séisme.

abstract

The purpose of This Project Is to study a reinforced concrete building to be earthquakes resists.

The building studied in this Graduation Note, Is a reinforced concrete building composed of a ground floor plus eight floors, located in the city of **TLEMCEM**, this region is classified as a zone Of low seismicity (zone I).

The modeling and analysis of the project were carried out using the **SAP2000** structural calculation software, in order to perform modal analysis and seismic study .Then includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, columns, beams ...).

The calculation and verification of all the elements were made in accordance with the amended (**BAEL91 modified 99**) and the **RPA99 version 2003**.

Keywords: Reinforced concrete, Building, Sap2000, Pole, Beam, earthquake.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو إجراء دراسة تفصيلية لمبنى من الخرسانة المسلحة مقاوم للزلازل.

الهيكل المدروس في هذه الأطروحة عبارة عن مبنى خرساني مسلح مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ثمانية طوابق، يقع في ولاية تلمسان، وتصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية منخفضة (المنطقة الأولى).
تم تنفيذ عملية النمذجة والتحليل للمشروع باستخدام برنامج الحساب الإنشائي من اجل تحليل معياري ودراسة زلزالية، ثم دمج تقوية عناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس، الأعمدة، أشعة....).

تم إجراء الحساب والتحقق من جميع العناصر وفقاً للوائح (BAEL91 modified و 2003RPA99 V).

الكلمات المفتاحية

الخرسانة المسلحة ، البناء, SAP2000 العمود ، الشعاع ، الزلزال

SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Sommaire	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des notations	
Introduction générale	

CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction	5
1.2 Présentation du projet.....	5
1.3 Caractéristiques géométriques.....	5
1.4 Données géométrique.....	6
1.5 Conception de l'ouvrage	6
1.5.1 Ossature.....	6
1.5.2 Plancher.....	6
1.5.3 Maçonnerie.....	7
1.5.4 Escalier.....	8
1.5.5 Vêtement.....	8
1.5.6 Isolation.....	8
1.5.7 Acrotère	8
1.5.8 Les fondations	8
1.6 Caractéristiques des matériaux.....	8
1.6.1 Béton.....	8
1.6.1.1 Résistance du béton.....	9
1.6.1.2 Module de déformation longitudinale du béton	10
1.6.1.3 Coefficient de poisson.....	10
1.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement.....	10
1.6.1.5 Etats limites.....	11
1.6.2 Armatures(Aciers).....	12
1.6.2.1 Types d'aciers.....	13
1.6.2.2 Contraintes limites.....	13
1.6.2.3 Module d'élasticité longitudinale	14
1.7 Hypothèses de calcul	14
1.7.1 Béton.....	14
1.7.2 Acier	14
1.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	14

CHAPITRE 2 : décentre de charge et pré dimensionnement

2.1 Introduction.....	17
2.2 Planchers.....	17
2.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers.....	17
2.2.2 Pré-dimensionnement des poutrelles.....	18
2.2.3 Décentre des charges des planchers.....	19

2.2.3.1 Plancher terrasse.....	19
2.2.3.2 Plancher étage courant et RDC.....	20
2.2.3.3 Balcon.....	21
2.2.3.3.1 Epaisseur du balcon.....	21
2.2.4 Maçonnerie.....	21
2.2.4.1 Murs extérieurs (double paroi).....	21
2.2.4.2 Murs intérieurs (simple paroi).....	22
2.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux	23
2.3.1 Les poutres.....	23
2.3.1.1 Pré dimensionnement.....	23
2.3.2 Les poteaux	24
2.3.3 Les voiles.....	28

CHAPITRE 3 : Etude des planchers

3.1 Introduction.....	31
3.2 Etude du plancher à corps creux.....	31
3.3 Etude des poutrelles.....	31
3.3.1 Méthode de calcul des sollicitations	32
3.3.2 Calcul des charges et surcharges des poutrelles.....	32
3.3.3 Les types des poutrelles.....	32
3.3.4 Détermination des efforts internes	33
3.3.5 Ferrailage des poutrelles (flexion simple).....	37
3.3.6 Vérification de la flèche	42
3.3.7 Longueur d'ancrage.....	43
3.3.8 Ferrailage de la dalle de compression	45

CHAPITRE 4 : Etude des éléments secondaires

4.1 Introduction.....	49
4.2 Etude des escaliers.....	49
4.2.1 Dimensionnement des escaliers.....	49
4.2.2 Evaluation des charges et surcharge des escaliers.....	51
4.2.3 Evaluation des sollicitations	51
4.2.4 Ferrailage des escaliers.....	52
4.2.4.1 Détermination des efforts internes des escaliers.....	52
4.2.4.2 Calcul des armatures longitudinales à ELU	55
4.2.4.3 Choix des armatures et les espacements.....	55
4.2.4.4 Schéma de ferrailage	57
4.2.5 Etude de la poutre palière.....	58
4.2.5.1 Pré dimensionnement.....	58
4.2.5.2 Charges supportée par la poutre.....	58
4.2.5.3 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants.....	58
4.2.5.4 Calcul de ferrailage.....	60
4.2.5.5 Vérification de la flèche.....	62
4.2.5.6 Ancrages des armatures tendues.....	63
4.2.5.7 Schéma du ferrailage de la poutre palière.....	63
4.3 Etude des balcons	64
4.3.1 Introduction	64
4.3.2 Combinaisons d'action	64
4.3.3 Calcul moment et effort tranchant.....	65
4.3.4 Calcul du ferrailage	65
4.3.5 Calcul du contre poids	67
4.3.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle plein balcon.....	68

4.4 Etude de l'acrotère	68
4.4.1 Introduction	68
4.4.2 Etude de l'acrotère terrasse	69
4.4.3 Calcul des sollicitations	69
4.4.4 Calcul de l'excentricité	70
4.4.5 Détermination du ferrailage.....	70
4.4.6 Schéma de ferrailage.....	74

CHAPITRE 5 : Etude dynamique

5.1 Introduction	76
5.2 Objectif de l'étude dynamique.....	76
5.3 Choix de la méthode de calcul	76
5.3.1 Méthode statique équivalente.....	76
5.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale	77
5.3.3 Méthode d'analyse dynamique par <i>accélérogrammes</i>	77
5.4 Modélisation de la structure.....	77
5.5 Disposition des voiles	78
5.6 Choix de la méthode de calcul	79
5.7 La méthode statique équivalente.....	79
5.7.1 Calcul de effort sismique équivalent a la base (V).....	83
5.7.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau	83
5.8 Période et participation massique	84
5.9 Méthode d'analyse modale spectrale	85
5.9.1 Spectre de réponse de calcul	85
5.10 Justification de la sécurité	86
5.10.1 Vérification du coefficient de comportement R	86
5.10.2 Justification de l'effort normal réduit	87
5.10.3 Vérification vis-à-vis des déformations	87
5.10.4 justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ	88
5.10.5 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement.....	90
5.11 Vérification de la résultante des forces sismiques	91
5.12 Conclusion	92

CHAPITRE 6 : Etude des éléments structuraux

6.1 Introduction	94
6.2 Etude des poteaux	94
6.2.1 Combinaisons de calcul	94
6.2.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	94
6.2.3 Calcul du ferrailage	95
6.2.3.1 Armatures longitudinales	96
6.2.3.2 Armatures transversales	101
6.2.3.3 Vérification a état limite de service (ELS)	104
6.2.4 Vérification au flambement	105
6.2.5 Schéma du ferrailage	106
6.3 Etude des poutres	108
6.3.1 Introduction	108
6.3.2 Combinaisons des charges	108
6.3.3 Les recommandations du RPA99/V2003	109
6.3.4 Moments fléchissant et efforts tranchants	109
6.3.5 Calcul de ferrailage	110
6.3.5.1 Armatures longitudinales	110
6.3.5.2 Armatures transversale	112

6.3.6	Vérification des contraintes tangentielle	113
6.3.6.1	Armatures longitudinales	113
6.3.6.2	Armatures transversale.....	115
6.3.7	Tableau récapitulatif	116
6.3.8	Calcul des longueurs d’ancrage et de recouvrement	116
6.3.9	Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires	118
6.4	Etude des voiles	120
6.4.1	Introduction	120
6.4.2	Les combinaisons	120
6.4.3	Détermination des sollicitations	121
6.4.4	Ferrailage vertical	121
6.4.5	Calcul de ferrailage voiles	123
6.4.6	Schéma de ferrailage	125

CHAPITRE 7 : Etude de l’infrastructure les fondations

7.1	Introduction	127
7.2	Stabilité des fondations	127
7.3	Choix du type de fondation	127
7.3.1	Types de fondation	127
7.3.2	Semelles isolées	128
7.3.3	Semelles filante	129
7.3.4	Radier général	130
7.3.4.1	Etude du radier général	131
7.4	Vérification nécessaire	132
7.4.1	Vérification de la contrainte du sol	132
7.4.2	Vérification au poinçonnement	133
7.4.3	Vérification de la stabilité au renversement	134
7.4.4	Vérification de la poussée hydrostatique	134
7.5	Différentes sollicitations	135
7.6	Calcul du ferrailage	136
7.6.1	Ferrailage de la dalle	136
7.6.1.1	Vérification de la dalle à l’ELS	138
7.6.1.2	Vérification au cisaillement.....	139
7.6.1.3	Calcul de l’espacement	140
7.6.2	Calcul de ferrailage de la nervure	140
7.6.2.1	Vérification de la dalle à l’ELS.....	141
7.6.2.2	Vérification au cisaillement.....	142
7.6.2.3	Calcul de l’espacement.....	142
7.6.2.4	Ferrailage transversal	143
7.7	Schéma de ferrailage du radier	143

CHAPITRE 8 : Réalisation de projet

Généralité	145	
8.1	Introduction	145
8.2	Le management des projets	145
8.2.1	Projet	146
8.2.2	Le cycle de vie d’un projet	146
8.2.3	Les déferents intervenants du projet	147
8.3	Organisation du chantier	148
8.3.1	Etablissement du plan d’hygiène et de sécurité	148
8.3.2	Installation de chantier	148
8.3.2	Le planning	149

8.3.4 Suivi de chantier	149
8.3.5 Les ressources matérielles	149
8.3.6 La sécurité dans le chantier	150
8.4 Les étapes de réalisation de la construction	152
8.4.1 La conception du projet	152
8.4.2 Etude architecturale	152
8.4.3 Implantation et piquetage	152
8.4.4 Réalisation des éléments constitutifs du bâtiment	153
8.4.4.1 Réalisation des gros ouvrages	153
8.4.4.2 Réalisation des secondes œuvres	154
8.5 Conclusion	156
CONCLUSION GENERALE	
Références bibliographiques	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Plancher a corps creux.....	7
Figure 1.2 : Plancher a dalle pleine.....	7
Figure 1.3 : Brique creuse.....	7
Figure1.4 : Diagramme contrainte de compression déformation de béton a l'ELU.....	11
Figure 1.5 : Diagramme de calcul a l'état limite de service.....	12
Figure 1.6 : Diagramme contrainte déformation d'acier	13
Figure 2.1 : Plancher corps creux	17
Figure 2.2 : Coupe transversale d'un plancher a corps creux	18
Figure 2.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	18
Figure 2.4 : Plancher terrasse	19
Figure 2.5 : Plancher étage courant et RDC	20
Figure 2.6 : Balcon (dalle plein)	21
Figure 2.7 : Mur double paroi.....	21
Figure 2.8 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	25
Figure 2.9 : coupe de voile en élévation	28
Figure 3.1 : coupe transversale du plancher.....	31
Figure 3.2 : coupe transversale.....	32
Figure 3.3 : les types des poutrelles.....	33
Figure 3.4 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type01	35
Figure 3.5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type01.....	37
Figure 3.6 :L'ancrage des armatures	43
Figure 3.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles de la RDC.....	45
Figure 4.1 : Schéma d'un escalier.....	49
Figure 4.2 : Schéma statique d'escalier	52
Figure 4.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.....	54
Figure 4.4 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.....	54
Figure 4.5 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier.....	57
Figure 4.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.....	59
Figure 4.7 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.....	59
Figure 4.8 : Ferrailage de la poutre palière.....	63
Figure 4.9 : Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon	64
Figure 4.10 : Schéma statique des charges appliquées sur le balcon.....	64
Figure 4.11 : Schéma statique des charges appliquées sur le balcon.....	68
Figure 4.12 : Dimensions de l'acrotère.....	69
Figure 4.13 : schéma statique	69
Figure 4.14 : Ferrailage de l'acrotère.....	74
Figure 5.1 : Modélisation de la structure.....	78
Figure 5.2 : Disposition des voiles.....	79
Figure 5.3 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE).....	86

Figure 5.4 : Distribution les forces sismiques.....	91
Figure 5.5 : modèle finale par SAP2000	92
Figure 6.1 : Type des poteaux étudiés.....	95
Figure 6.2 : Zone nodale (nœud poutre poteaux).....	96
Figure 6.3 : Longueur de recouvrement.....	101
Figure 6.4 : Ferrailage des poteaux.....	108
Figure 6.5 : Ferrailage des poutres secondaires et principales.....	119
Figure 6.6 : Section partiellement comprimé.....	122
Figure 6.7 : Section partiellement comprimé.....	122
Figure 6.8 : Section entièrement tendue.....	123
Figure 6.9 : ferrailage des murs voile.....	125
Figure 7.1 : Types des fondations.....	128
Figure 7.2 : Semelle isolée.....	128
Figure 7.3 : Schéma de dimension de radier.....	131
Figure 7.4 : Moment M11 à l'ELU.....	135
Figure 7.5 : Moment M22 à l'ELU.....	135
Figure 7.6 : Schéma de ferrailage de radier.....	143
Figure 8.1 : Objectifs principal d'un projet.....	146
Figure 8.2 : Cycle de vie d'un projet	147
Figure 8.3 : Signalisation des chantiers.....	150

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Caractéristiques géométriques.....	5
Tableau 2.1 : Descente des charges (plancher terrasse).....	20
Tableau 2.2 : Descente des charges (plancher étage courant, RDC).....	20
Tableau 2.3 : descente des charges du balcon.....	21
Tableau 2.4 : charge permanente des murs extérieurs	22
Tableau 2.5 : charge permanente des murs intérieurs (type 1).....	22
Tableau 2.6 : charge permanente des murs intérieurs (type 2).....	22
Tableau 2.7 : les sections des poteaux.....	27
Tableau 2.8 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres	27
Tableau 3.1 : Evaluation des charges	32
Tableau 3.2 : Tableau des moments et efforts tranchants type 01.....	37
Tableau 3.3 : Tableau des moments et efforts tranchants type 02	37
Tableau 3.4 : Tableau des moments et efforts tranchants type 03.....	37
Tableau 3.5 : Tableau d'ancrage des armatures.....	44
Tableau 3.6 : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	45
Tableau 4.1 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	51
Tableau 4.2 : Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse.....	51
Tableau 4.3 : Calcul des sollicitations.....	51
Tableau 4.4 : Armatures longitudinal et espacement adopté.....	56
Tableau 4.5 : Charge et surcharge au niveau du balcon.....	64
Tableau 4.6 : Charge de mur au niveau du balcon	64
Tableau 4.7 : ferrailage de la dalle plein balcon.....	68
Tableau 5.1 : Période choisie pour le calcul du D.....	81
Tableau 5.2 : Les critères de qualité(q).....	82
Tableau 5.3 : poids des différents niveaux.....	83
Tableau 5.4 : Répartition de l'effort sismique sur chaque niveau de la structure.....	84
Tableau 5.5 : périodes et participation massique modale du modèle finale (donné par SAP2000).....	84
Tableau 5.6 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit	87
Tableau 5.7 : Vérification des déplacements inter étage dans le sens x.....	88
Tableau 5.8 : Vérification des déplacements inter étage dans le sens y.....	88
Tableau 5.9 : Vérification de l'effet P- Δ inter étage dans le (sens x).....	89
Tableau 5.10 : Vérification de l'effet P- Δ inter étage dans le (sens y).....	90
Tableau 5.11 : Vérification de la résultante des forces.....	91
Tableau 6.1 : sollicitations maximales à ELU.....	95
Tableau 6.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q+E).....	95
Tableau 6.3 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q+E).....	95
Tableau 6.4 : sollicitations maximales à ELS.....	95

Tableau 6.5 : La longueur de la zone nodale pour les poutres.....	96
Tableau 6.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux.....	97
Tableau 6.7 : Les sollicitations du poteau RDC (N_{max} , M_{cor}).....	97
Tableau 6.8 : Les sollicitations du poteau RDC (M_{max} , N_{cor}).....	98
Tableau 6.9 : Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant	100
Tableau 6.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003.....	100
Tableau 6.11 : Ferrailages longitudinales adopté pour les poteaux.....	101
Tableau 6.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.....	101
Tableau 6.13 : Vérification spécifique sous sollicitation normales.....	102
Tableau 6.14 : Les armatures transversales des poteaux.....	104
Tableau 6.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.....	105
Tableau 6.16 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	106
Tableau 6.17 : Sollicitation maximales dans les poutres principales.....	110
Tableau 6.18 : Sollicitation maximales dans les poutres secondaires.....	110
Tableau 6.19 : Vérification des contraintes en travée.....	111
Tableau 6.20 : Vérification des contraintes en appui	112
Tableau 6.21 : Vérification des contraintes en travée.....	114
Tableau 6.22 : Vérification des contraintes en appui	115
Tableau 6.23 : Vérification des contraintes tangentielles.....	116
Tableau 6.24 : Ferrailage des poutres principales	116
Tableau 6.25 : Ferrailage des poutres secondaires.....	116
Tableau 6.26 : Tableau d'ancrage des armatures.....	117
Tableau 6.27 : Ferrailage des poutres.....	118
Tableau 6.28 : Sollicitations dans les voiles de soutènement $E_p=15\text{cm}$	121
Tableau 7.1 : Sollicitation maximales au niveau des dalles	136
Tableau 7.2 : Sollicitation maximales au niveau des nervures.....	136
Tableau 7.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.....	139
Tableau 7.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.....	142
Tableau 7.5 : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier.....	143
Tableau 8.1 : Les matériaux utilisés dans la réalisation de projet.....	149

LISTE DES NOTATIONS

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton

σ_{bc} : Contrainte du béton

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier

σ_{st} : Contrainte d'acier

$\overline{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours

E_{ij} : Déformations instantanées

E_{vi} : Déformations différées

ν : Coefficient de poisson

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ_μ : Moment ultime réduit

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre
Cp : Facteur de force horizontal
Es : Module d'élasticité longitudinal
 λ : L'élanement mécanique des poteaux
Br : Section réduite
Mu : Moment fléchissant à l'état limite ultime
Ms : Moment fléchissant à l'état limite service
Mt : Moment en travée
Ma : Moment en appuis
V : Effort tranchant
N: Effort normal
A : Coefficient d'accélération de zone
D : Facteur d'amplification dynamique
R: Coefficient de comportement global de la structure
Q: Facteur de qualité
W : Poids total de la structure
Wi : Poids sismique au niveau « i »
Ct : Coefficient de période
 β : Coefficient de pondération
Fe: Limite d'élasticité de l'acier
Lf: Longueur de flambement
f : Flèche admissible
f : Flèche
 ϕl : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal
 ϕt : Diamètre d'une barre d'acier transversale
St: Espacement
ELU : Etat limite ultime
ELS : Etat limite service
K : Coefficient de raideur du sol
 L_{sa} : Longueur de scellement
 δe : Déplacement élastique
 δu : Déplacement ultime
 β_0 : Coefficient d'amplification spectral

INTRODUCTION GENERALE

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la stabilité et la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie. Qui doit être pris en compte parce que l'étude d'un bâtiment a pour but d'assurer la résistance d'ouvrage et la sécurité des usagers. Pour cela on utilise le béton armé car il est un matériau très résistant, plus facile de traiter et représente une solidité plus importante qu'une maçonnerie.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique et limité les effets de site. Aujourd'hui est devant obligatoire construire des bâtiments parasismique qui résiste face le séisme on respecte le règlement RPA99V2003.

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation dans la faculté, Il est question donc de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent.

Parmi les types les plus courants des bâtiments modernes, on trouve « les structures à ossature de béton » qui sont les plus communs à l'échelle internationale. Comme son nom l'indique, ce type de bâtiment se compose des éléments suivants : le cadre ou le squelette de béton dit portique dont ces membres horizontaux sont appelés poutres et les membres verticaux sont appelés poteaux. Ainsi que les plans plats appelés dalles. Parmi ceux-ci, le poteau est l'élément le plus important, car c'est l'élément porteur principal du bâtiment. En effet, si vous endommagez une poutre ou une dalle dans un bâtiment, cela affectera seulement un étage, par contre si vous endommagez un poteau le bâtiment pourrait se faire tout tomber.

Dans ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé implanté à **TLEMCEM** dans une zone de faible sismicité (**Zone I**), comportant un RDC et 8 étages.

○ Ce travail a été Structuré comme suit :

➤ **Le Chapitre 1** : est consacré à une présentation complète de bâtiment, ainsi les matériaux

Et leurs caractéristiques à utiliser.

- **Le Chapitre 2** : consiste à faire un pré dimensionnement des éléments de la structure et à Calculer les différentes charges auxquelles la structure est soumise.
 - **Le Chapitre 3** : consiste à étudier et calculer les planchers.
 - **Le Chapitre 4** : présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers)
 - **Le Chapitre 5** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action Sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en **3D** à l'aide du Logiciel de calcul **SAP2000**.
 - **Le Chapitre 6** : Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, par les résultats Obtenus du logiciel **SAP2000**.
 - **Le Chapitre 7** : consiste à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infrastructure.
 - **Le Chapitre 8** : présente l'estimation des couts et réalisation d'un projet.
- Finalement, Ce projet se termine par une conclusion générale qui résume tout ce Qui a été fait ; et ce document renforcé par des annexes et des références bibliographiques.

**CHAPITRE 01 :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE**

1.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles L'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

Le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes plus connues (BAEL91, RPA99 version 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de bâtiment.

1.2 Présentation du projet :

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil, consiste à établir :

une étude d'un bâtiment (R+8) en béton armé, Le bâtiment est implanté à OUZIDANE dans la Wilaya de **TLEMCEM**. Ce bâtiment rentre dans le cadre d'un projet globale de 1000 logements d'habitation est constitué de Rez de chaussée et huit étages. Pour passer de niveau Inférieur à un niveau Supérieur est fait par la cage d'escalier.

D'après la classification des **RPA99 version 2003**:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I).

1.3 Caractéristiques géométriques :

Largeur de bâtiment	20,33 m
Longueur de bâtiment	24,44 m
Hauteur de bâtiment	28,54 m
Hauteur RDC	3,06 m
Hauteur des étages courants	3,06 m

Tableau1.1 : Caractéristiques géométriques

1.4 Données géotechniques du site :

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- Le sol du site qui supportera la structure est un sol ferme (catégorie S2).
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : $D = 2$ m.

1.5 Conception de l'ouvrage :

1.5.1 Ossature :

Cette structure est auto stable réalisée en système de portiques « poteaux- poutres».

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

1.5.2 Plancher :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. On distingue :

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

❖ Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles espacées de **65cm** de corps creux (Hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **5 cm**. Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la forcesismique.
- Une économie du cout de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

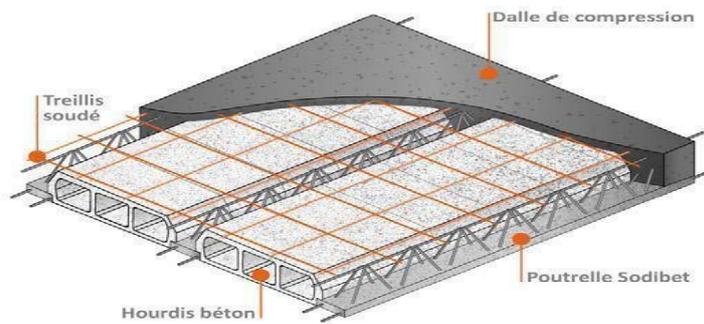


Figure1.1 : Plancher à corps creux

❖ **Plancher dalle pleine :**

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs charges importantes et ceci dans le but de minimiser la section de ferrailage nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

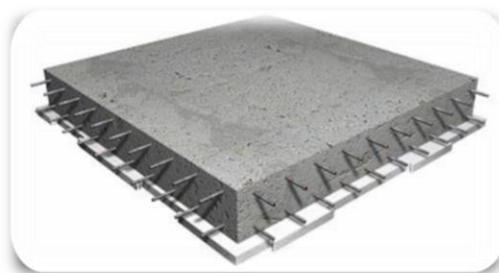


Figure1.2 : Plancher à dalle pleine

1.5.3 Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).
- La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuses .pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

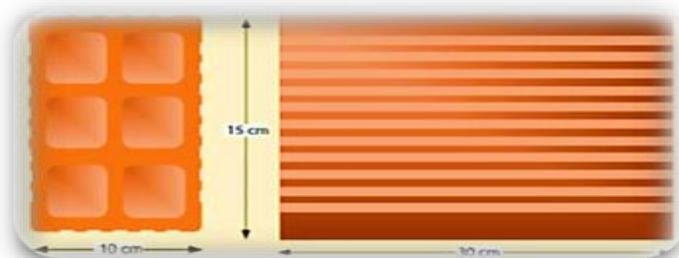


Figure1.3 : Brique creuse

❖ Mur extérieur :

Sont des murs réalisés en double parois en brique creuse de (15 cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.

❖ Mur intérieur :

Sont des murs réalisées en simple paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

1.5.4 Escalier :

Sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre.

1.5.5 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

1.5.6 Isolation :

Les types d'isolation sont :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

1.5.7 Acrotère :

Dans cette structure, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé.

1.5.8 Les fondations :

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par un radier nervuré.

1.6 Caractéristique des matériaux :**1.6.1 Béton :**

Le béton est un mélange composé de : Ciment, air, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le béton mélange doit adhérer à bien définis des ratios. Le béton est résistant à la compression, et la résistance à la traction et au cisaillement ne sont pas bonnes. Un mètre cube de béton est composé jusqu'à des les suivants composants :

- 350 kg de ciment CM/II A42.5
- 400 kg de sable $C_g < 5\text{mm}$

- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25
- 175 L d'eau de gâchage.

❖ **volumique du béton :**

La masse volumique du béton varie entre **2200(kg/m³) et 2400(kg/m³)**.

On considère réglementairement que la masse volumique du béton armé est de **2500(kg/m³)**.

❖ **La déformation thermique du béton :**

La déformation thermique est l'augmentation ou la diminution de la longueur.

$$\Delta L = l \times a \times \Delta t \quad \text{tel que :}$$

Δt : La variation de température.

a : Le coefficient de dilatation, varie entre 7 et 12 $\times 10^{-6}$ pour le béton, et sera pris égal à 10 $\times 10^{-6}$ Pour le béton armé.

l : La longueur initiale.

1.6.1.1 Résistance du béton :

❖ **Compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

➤ **Pour des résistances :** $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{si } J \leq$$

28jours

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{si } J > 28 \text{ jours}$$

➤ **Pour des résistances :** $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{J}{(1,4+0,95J)} \times f_{c28} \quad \text{Si } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } J > 28 \text{ jours}$$

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton a l'âge de 28 jours.

Pour Ce étude on prend : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

❖ Traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations (Art 2-1-12 BAEL 91) [2] :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 \times f_{cj}^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour : $t=28j$, on a $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

1.6.1.2 Module de déformation longitudinale du béton :

▪ Module instantané :

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$. Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

▪ Module différé :

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$. Pour le calcul sous charges de longue durée (>24h).

1.6.1.3 Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν est le rapport entre les deux déformations (transversale et longitudinales), et égal à :

$$\nu = \left(\frac{\Delta d}{d}\right) / \left(\frac{\Delta L}{l}\right)$$

Avec :

$\frac{\Delta d}{d}$: Déformation relative transversale

$\frac{\Delta L}{l}$: Déformation relative longitudinale

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré à l'ELU).

$\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

1.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min\left(\frac{(0,2 \times f_{cj})}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

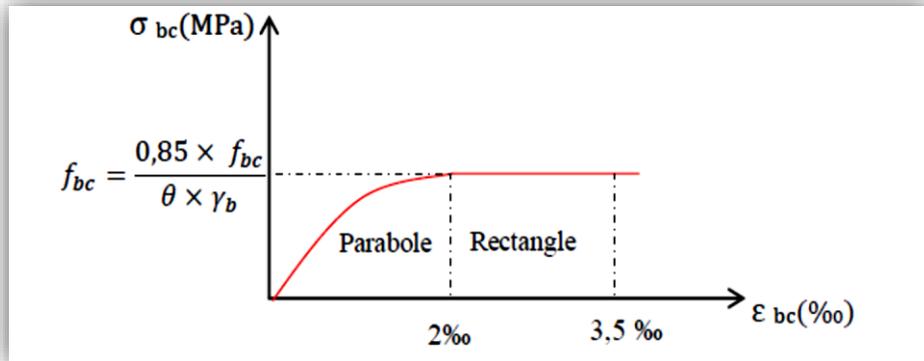
$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Avec : b : Largeur de la section ;
 d : Hauteur utile ($d=0.9h$)

1.6.1.5 Etats limites :

✚ Etat limite ultime de résistance « ELU » :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de



simplification un diagramme rectangulaire.

Figure 1.4 : Diagramme contrainte de compression Déformation de béton à l'ELU

$$f_{cj} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$

ε_{bc} : La déformation du béton à la compression

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » Jours.

γ_b : Coefficient de *securité*: $\begin{cases} 1,5 : \text{cas general} \\ 1,15 : \text{cas accidental} \end{cases}$

θ : Facteur de durée d'application des charges : $\begin{cases} 1 \text{ durée } > 24h \\ 0,9 \text{ durée } < 24h \\ 0,85 \text{ durée } < 1h \end{cases}$

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement:

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \left[\frac{1 - (2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc})^2}{2 \times 10^{-3}} \right]$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

✚ Etat limite service de résistance « ELS » :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

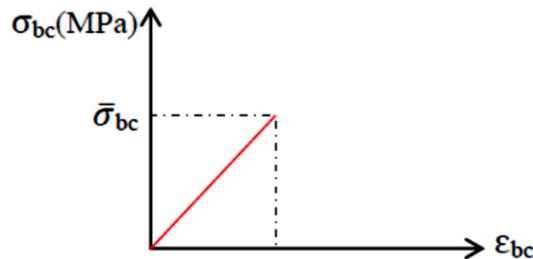


Figure 1.5 : Diagramme de calcul à l'état limite de service

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

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

1.6.2 Armatures (Aciers) :

Les armatures en acier doivent supporter les efforts de traction dans les éléments fléchis et tendus, et de renforcer les sections des pièces comprimées. La caractéristique importante de l'ossature en acier est sa flexibilité. Il peut se courber sans se fissurer, ce qui est un autre grand avantage. La troisième caractéristique de l'acier est sa plasticité ou sa ductilité, cette propriété permet aux bâtiments en acier de se déformer, avertissant ainsi les habitants de s'échapper.

Dans la plupart des cas, l'acier est beaucoup plus performant en tremblement de terre que la plupart des autres matériaux en raison de ces propriétés.

1.6.2.1 Types d'aciers :

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

➤ **Les ronds lisses (R.L) :**

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

➤ **Les hautes adhérences (H.A) :**

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

➤ **Les treillis soudés (T.S) :**

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

1.6.2.2 Contraintes limites :

✚ **Etat limite ultime « ELU » :**

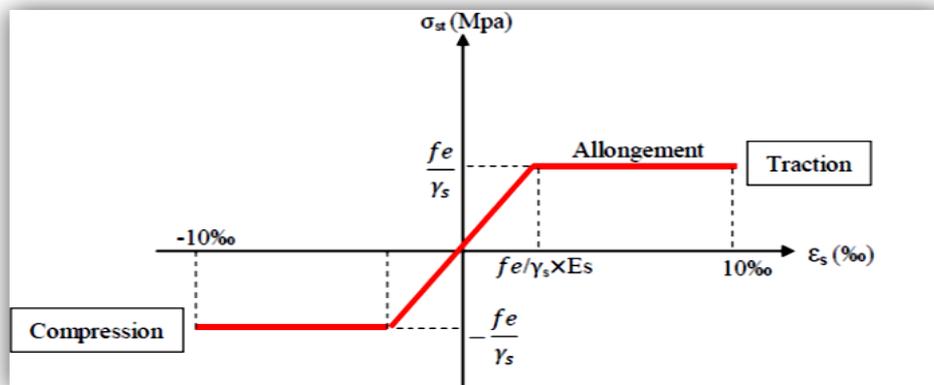


Figure1.6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Tels que :

- γ_s : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1$ cas de situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$ cas de situation général.

✚ **Etat limite de service « ELS » :**

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

- Fissuration peu nuisible $\longrightarrow \sigma_{st}$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $\longrightarrow \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f_e ; 110 \eta \sqrt{f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable $\longrightarrow \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/2f_e ; 90 \eta \sqrt{f_{tj}})$
- η : Coefficient de fissuration:
 - $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
 - $\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

1.6.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier: $E=200000 \text{ MPa}$.

1.7 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

1.7.1. Béton :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction à 28 jours :

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

- Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité différé de béton : $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$

1.7.2 Acier :

- Armatures longitudinales : FeE400 HA $F_e = 400 \text{ MPa}$
- Armatures transversales : FeE235 RL $F_e = 235 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$
- Module d'élasticité longitudinal: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

1.8. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- **Etat limite ultime** : $1,35G+1,5Q$
- **Etat limite service** : $G+Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G+Q\pm E$
- $G+Q\pm 1,2E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

CHAPITRE 02 :
DESCENTE DE CHARGE ET
PRE_DIMENSIONNEMENT

2.1 Introduction :

L'évaluation des différents éléments résistants : poteaux, poutres, voiles et autres, passent impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement qui sera fait selon les règles du **B.A.E.L 91 et du RPA99 V 2003**.

Donc nous évaluons une descente des charges et des surcharges, Car 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 Suivantes :

- *Sollicitations 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.
- *Sollicitations horizontales* : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

2.2 Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges et les surcharges, et transmettre aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation.

dans ce projet on utilise des planchers à corps creux.

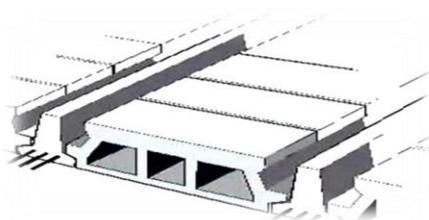


Figure2.1 : Plancher corps creux

2.2.1 Détermination de l'épaisseur du Planchers :

D'après le **BAEL**, l'épaisseur du plancher ht doit vérifier la condition de flèche suivante :

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

$$L : \text{la portée maximale d'une poutrelle, } l_{max} = 4,28\text{m} \longrightarrow ht \geq \frac{428}{22,5} = 19,02 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de $(16 + 5) = 21\text{cm}$

- Hauteur de corps creux = 16 cm

- Hauteur de dalle de compression = 5 cm

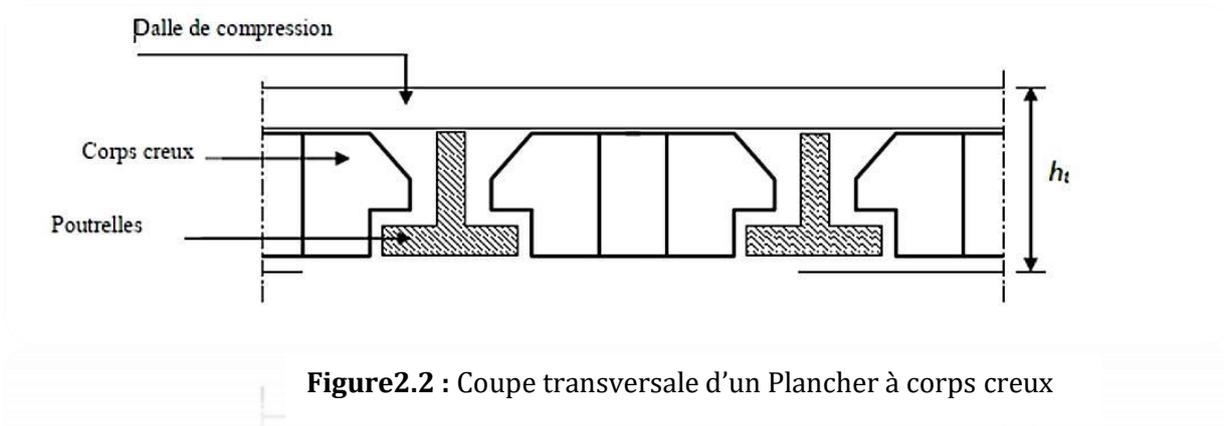


Figure 2.2 : Coupe transversale d'un Plancher à corps creux

2.2.2 Pré-dimensionnement des Poutrelles :

Leur pré-dimensionnement est donné par le **C.B.A.93**.

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en [Té], (figure 2.3)

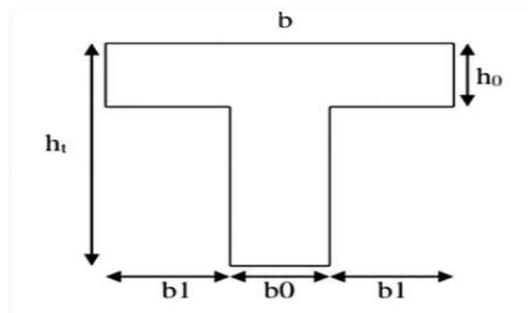


Figure 2.3 : Coupe transversale d'une Poutrelle

Telle que :

- b : la largeur de table de compression
 - h_0 : l'épaisseur de la table de compression
 - b_0 : La largeur de l'âme (la nervure)
- largeur de la table de compression est définie par :
- $$0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t \longrightarrow 0,4 \times 21 \leq b_0 \leq 0,8 \times 21 \longrightarrow 8,40 \leq b_0 \leq 16,80$$

Soit : $b_0 = 12\text{cm}$

$$b_1 \geq \min (L1/10 ; L2/2)$$

Avec :

- $L1$: Longueur de la petite porté ($L1 = 4,28\text{m}$)
- $L2$: Distance entre nus de deux nervures voisine

$$L2 = 65 - b_0 = 65 - 21 = 53\text{ cm}$$

$$b1 \geq \min\left(\frac{428}{10}; \frac{53}{2}\right)$$

On prend : $b1 = 26,5 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b1 + b0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Donc : $b = 65 \text{ cm}$

2.2.3 Descente des charges des Planchers :

D'après **DTR.B.C.2.2**, la descente des charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

les charges qui sont définies par le DTR sont :

- **G** : La charge permanente
- **Q** : La charge d'exploitation ou bien la surcharge

2.2.3.1 Plancher terrasse :

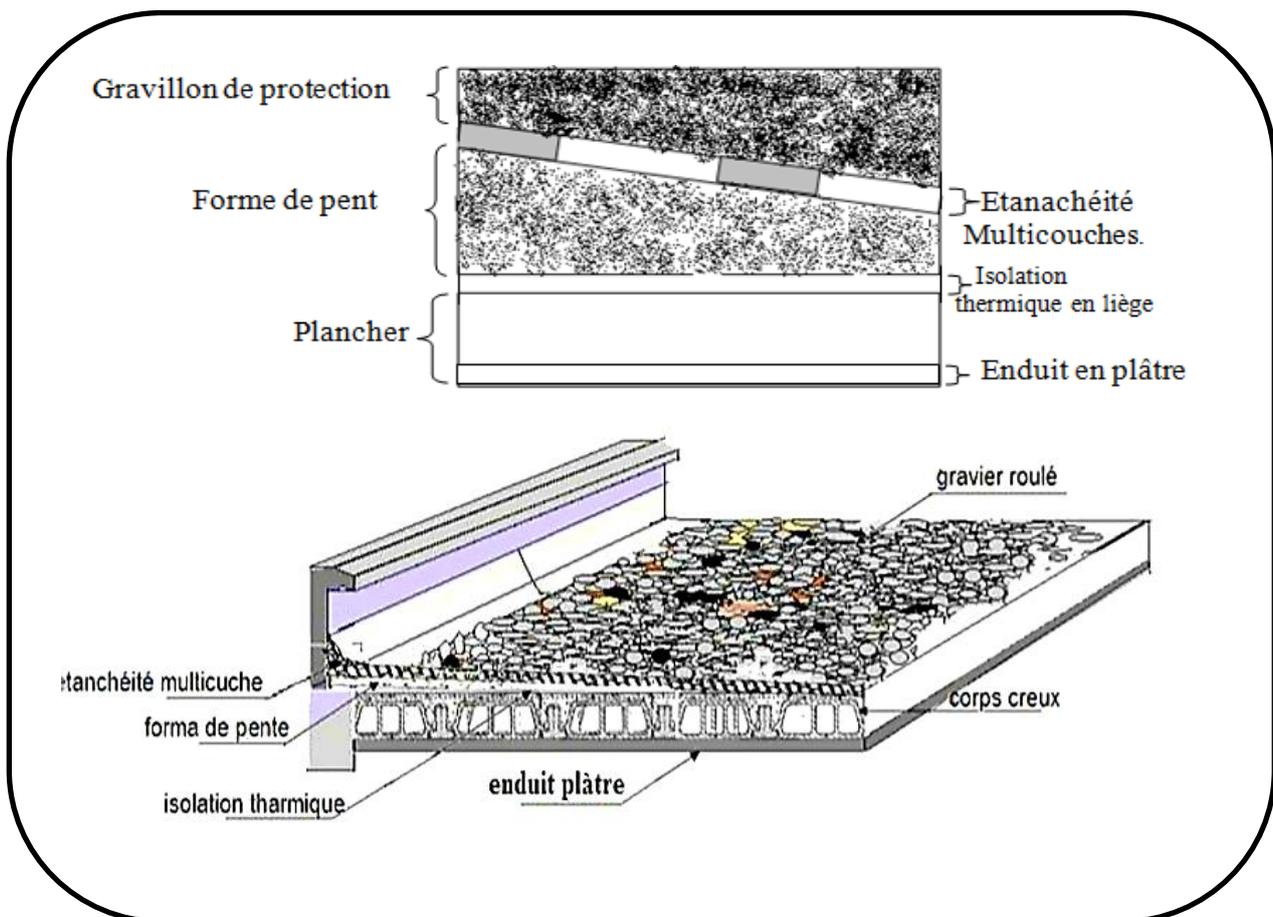


Figure2.4 : Plancher Terrasse

Tableau2.1 : Descente des charges (Plancher Terrasse)

Désignation	E_p (m)	Masse Volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
Protection gravillon	0,04	17	0,68
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,10	22	2,20
Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
Plancher corps creux	16+5	/	3,10
Enduit en plâtre sous plafond	0,02	10	0,20
			$\Sigma = 6,46$

G (KN/m^2)	6,46 KN/m^2
Q (KN/m^2)	1,00 KN/m^2

2.2.3.2 Plancher étage courant et RDC :

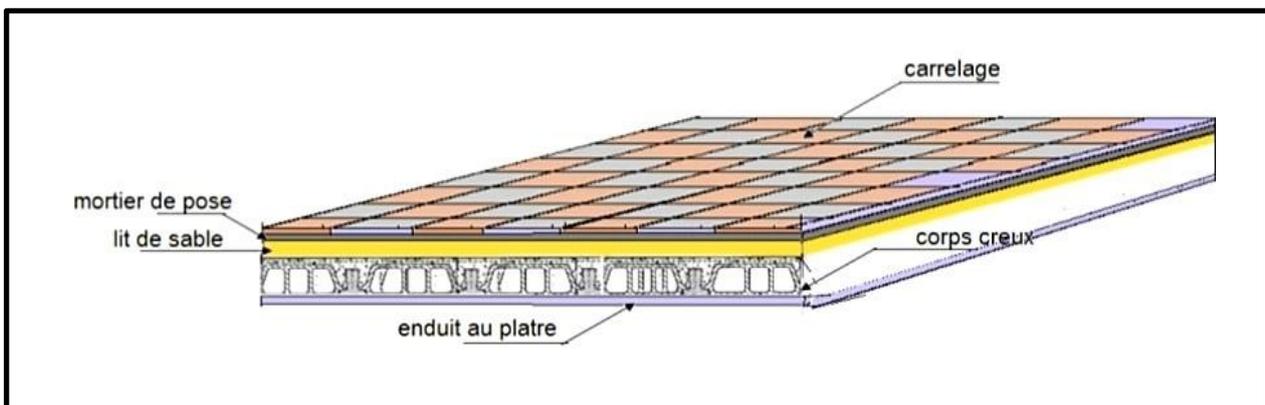


Figure2.5 : Plancher étage courant et RDC

Tableau2.2 : Descente des charges (plancher étage courant, RDC)

Désignation	E_p (m)	Masse Volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	19	0,38
Plancher corps creux	16+5	/	3,10
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons	/	/	1,00
			$\Sigma = 5,52$

G (KN/m^2)	5,52 KN/m^2
Q (KN/m^2)	1,50 KN/m^2

2.2.3.3 Balcon :

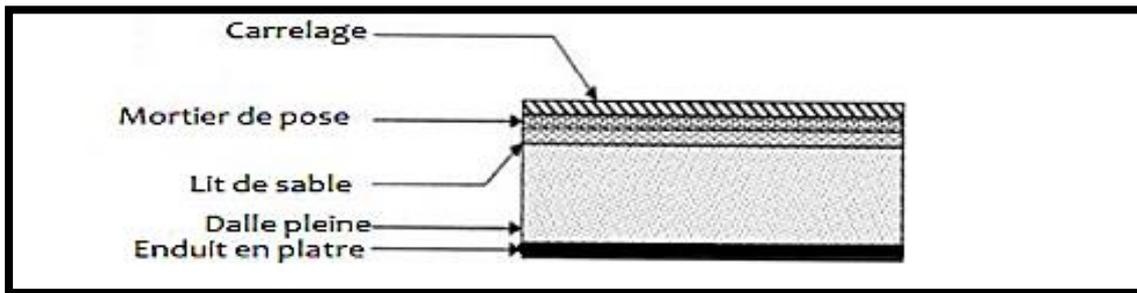


Figure2.6 : Balcon (Dalle plein)

2.2.3.3.1 Epaisseur du balcon:

$$e > \frac{L}{30} = \frac{168}{30} = 5,6 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On prendre : } e = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

Tableau2.3 : Descente des charges du balcon

Désignation	Ep (m)	Masse Volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	19	0,38
Dalle en Béton armé	0.15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			Σ = 5,17

G (KN /m ²)	5,17 KN /m ²
Q (KN /m ²)	3,50 KN /m ²

2.2.4 Maçonnerie :

2.2.4.1 Murs extérieurs (double paroi) :



Figure2.7 : Mur Double Paroi

Tableau2.4 : Charge permanente des Murs extérieurs

Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
Brique creuse	0,15	1,35
Vide	0,05	0,00
Brique creuse	0,10	0,90
Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
		$\Sigma = 2,97$

G (KN /m ²)	2,97 KN /m ²
-------------------------	-------------------------

2.2.4.2 Murs intérieurs (simple paroi) :▪ **Type 1:**

Tableau2.5 : Charge permanente des Murs intérieurs (type1)

Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
Brique creuse	0,10	0,90
Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
		$\Sigma = 1,62$

G (KN /m ²)	1,62 KN /m ²
-------------------------	-------------------------

▪ **Type 2:**

Tableau2.6 : Charge permanente des Murs intérieurs (type2)

Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
Brique creuse	0,15	1,35
Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
		$\Sigma = 2,07$

G (KN /m ²)	2,07 KN /m ²
-------------------------	-------------------------

2.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

2.3.1 Les Poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs Horizontaux, on a deux types des poutres :

➤ Les poutres principales :

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties Aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

➤ Les poutres secondaires (Chaînages) :

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

2.3.1.1 Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

Avec :

- L_{max} : La plus grande portée entre les axes des poteaux.
- h : Hauteur de la poutre.

❖ Les poutres principales : $L = 4,88\text{m}$

$$\frac{488}{15} \leq h \leq \frac{488}{10} \longrightarrow 32,5 \leq h \leq 48,8$$

Alors :

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

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 8 \leq b \leq 20 \text{ (Avec } b \text{ largeur de la poutre)}$$

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

D'après le **R.P.A 99(version 2003) :**

- $b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h/b < 4 \rightarrow 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

❖ Les poutres secondaires : $L = 4,28\text{m}$

$$\frac{428}{15} \leq h \leq \frac{428}{10} \longrightarrow 28,5 \leq h \leq 42,8$$

Alors :

On prend : **$h=35\text{ cm}$**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 7 \leq b \leq 17,5$$

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

D'après le **RPA 99/V 2003** :

- $b \geq 25\text{ cm} \longrightarrow 30\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $h \geq 30\text{cm} \longrightarrow 35\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $h/b < 4 \longrightarrow 0,857 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$

2.3.2 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents. En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N , Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du **RPA99V2003** suivant :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{ cm}$ zone 1 et 2.
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$.
- $1/4 < a/b < 4$.

Avec :

b : La largeur du poteau.

h : Hauteur du poteau.

h_e : Hauteur libre d'étage.

Le calcul se fait sur la section du poteau le plus sollicité :

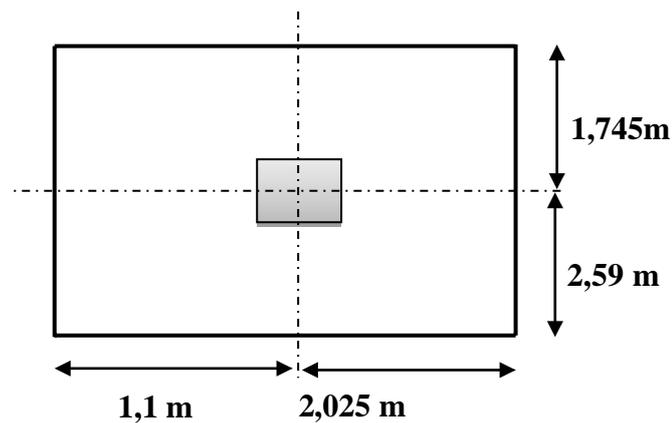


Figure 2.8 : Section supporté par le poteau le plus sollicité

Surface supporté par le poteau le plus défavorable : $S = 13,547 \text{ m}^2$.

On suppose une charge moyenne de : $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$Nu = Q \times S \times n$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime.
- Q : Charge moyenne répartie de 1 t/m^2 .
- n : Nombre d'étage (plancher).

➤ **Poteaux de RDC (n=9):**

$$N_u = 1 \times 13.547 \times 9 = 121,923 \text{ (t)} \longrightarrow N_u = 1,22 \text{ MN}$$

➤ **Section réduite (Br) :**

Selon les règles du **B.A.E.L 91**:

$$Br \geq \frac{\beta Nu}{\frac{fcb}{0,9} + \frac{0,85fe}{100\gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la Compression centrée d'où : $\beta = 1,2$, $f_{c28}=25 \text{ MPa}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1,15$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} \quad \theta = 1 \text{ (charge } > 24h)$$

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,7% en **zone I**, on peut prendre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{Br} = 1\% \\ f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 1,22}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \rightarrow Br \geq 0,0782 \text{ m}^2$$

$$Br = (a-0,02) \times (b-0,02) \geq 0,0782 \text{ m}^2$$

$$a = b > 0,241 \text{ m}^2$$

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

➤ **Calcul de section suivant RPA 99 :**

• **Poteau RDC :**

$$\frac{Nu}{0,3 \times F_{c28}} \leq B$$

Avec :

$$B \geq \frac{1,22}{0,3 \times 25} = 1626,67 \text{ cm}^2$$

$$b = a \geq \sqrt{1626,67} = 40,331 \text{ cm}$$

On prend : $a = b = 50 \text{ cm}$

NB : Par mesure de sécurité, on a choisi de prendre un poteau de section $(0,50 \times 0,50) \text{ m}^2$

Au lieu de $(0,45 \times 0,45) \text{ m}^2$ afin de réduire l'effort normal exercé sur poteau.

➤ **Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :**

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20 = 285/20 = 14,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{1}{4} < a/b < 4$ avec $\frac{1}{4} < l < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

➤ **Vérification du poteau au flambement :**

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 8ème étage parce qu'il a la plus faible section.

➤ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

➤ **Rayon de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{ix}{a.b}} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8,66 \text{ cm}$$

➤ **Elancement mécanique (x, y) :**

$$L_f = K \times h_0$$

Avec :

- L_f : Longueur de flambement
- $h_0 = 3,06 \text{ m}$
- $K = 0,7$: Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,0866} = 24,73$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 24,73 < 50 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

A= section de poteau

Tableau2.7 : Les sections des poteaux

Poteaux	n étage	S (m ²)	N _u [MN]	a=b [m]	L ₀ [m]	L _f [m]	I [m ⁴]	A [m]	i [m]	λ	Condition
RDC	9	13,547	1,22	0,05	3,06	2,142	0,0052	0,25	0,14	15,3	C.V
Etage 1	8		1,083	0,45	3,06	2,142	0,0034	0,20	0,13	16,38	C.V
Etage 2	7		0,948	0,45	3,06	2,142	0,0034	0,20	0,13	16,38	C.V
Etage 3	6		0,812	0,40	3,06	2,142	0,0021	0,16	0,11	18,54	C.V
Etage 4	5		0,677	0,40	3,06	2,142	0,0021	0,16	0,11	18,54	C.V
Etage 5	4		0,541	0,35	3,06	2,142	0,0012	0,12	0,10	20,98	C.V
Etage 6	3		0,406	0,35	3,06	2,142	0,0012	0,12	0,10	20,98	C.V
Etage 7	2		0,270	0,30	3,06	2,142	0,0006	0,09	0,08	24,73	C.V
Etage 8	1		0,135	0,30	3,06	2,142	0,0006	0,09	0,08	24,73	C.V

Tableau2.8 : Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux et des poutres

NIVEAU	POTEAUX	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
RDC	(50×50)	(30×40)	(30×35)
1 ^{er} étage	(45×45)	(30×40)	(30×35)
2 ^{ème} étage	(45×45)	(30×40)	(30×35)
3 ^{ème} étage	(40×40)	(30×40)	(30×35)
4 ^{ème} étage	(40×40)	(30×40)	(30×35)
5 ^{ème} étage	(35×35)	(30×40)	(30×35)
6 ^{ème} étage	(35×35)	(30×40)	(30×35)
7 ^{ème} étage	(30×30)	(30×40)	(30×35)
8 ^{ème} étage	(30×30)	(30×40)	(30×35)

2.3.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Selon le **RPA99version2003**, Tlemcen appartient à la **zone I**, Alors sont nécessaire :

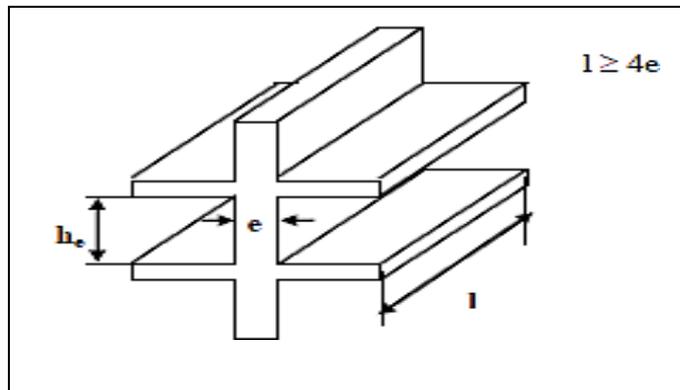


Figure2.9 : Coupe de voile en élévation

Il faut vérifier les conditions suivant :

$$L \geq 4e$$

$$e \geq \frac{he}{20}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{Longueur du voile} \\ e : \text{L'épaisseur des voiles (emin = 15 cm)} \\ he : \text{Hauteur libre d'étage} \end{array} \right.$

- Pour les étages courants et le RDC :

$$he = 3,06 - 0,21 = 2,85 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{he}{20} = \frac{2,85}{20} = 0,1425 \text{ m}$$

On prend : **e=15cm**

CHAPITRE 03 :
ETUDE DES PLANCHERS

3.1 Introduction :

Les Planchers sont de superficies planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- **Celle de la résistance** : Les Planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs Plans.
- **Celle d'isolation thermique et acoustique** : Le calcul d'un Plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

Les Planchers Sont constitués de : Dalle, Nervure (poutrelles), corps creux, poutres, et peuvent être préfabriqué ou coulés sur Place.

3.2 Etude du Plancher à corps creux :

Ce type de Plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments De remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle De compression.

Dans cette structure, on a deux types de planchers :

- Plancher en béton arme (dalle pleine) : balcon
- Plancher en corps creux (16+5) = 21cm
 - corps creux de hauteur : 16 cm
 - dalle de compression de hauteur : 5

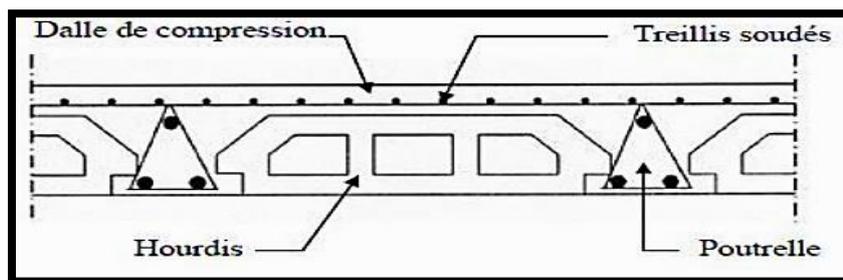


Figure3.1 : Coupe transversale du plancher

3.3 Etude des poutrelles :

Les Poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple au bien au cisaillement et Travaillent comme une section en **Té**.

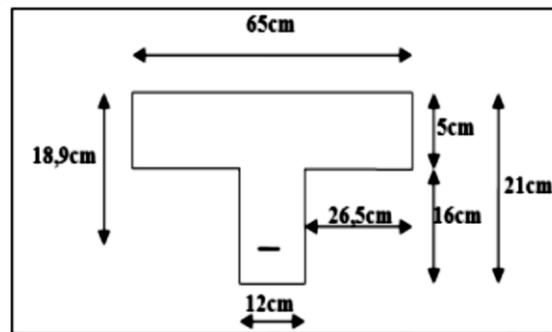


Figure 3.2 : Coupe transversale

3.3.1 Méthode de calcul des sollicitations (Vérification des conditions):

D'après le **BAEL 91**, les trois méthodes existent pour la détermination des efforts internes agissant dans les poutres continues (poutrelles) :

- *Méthode forfaitaire*
- *Méthode de Caquot*
- *Méthode des trois moments*

3.3.2 Calcul des charges et surcharges des poutrelles :

Tableau 3.1 : Evaluation des charges

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $qu = b \times (1,35G + 1,5Q)$	ELS (KN/ml) $qs = b \times (G + Q)$
RDC	5,52	1,5	0,65	6,3063	4,563
Terrasse inaccessible	6,46	1	0,65	6,6436	4,849
Etage courant	5,52	1,5	0,65	6,3063	4,563

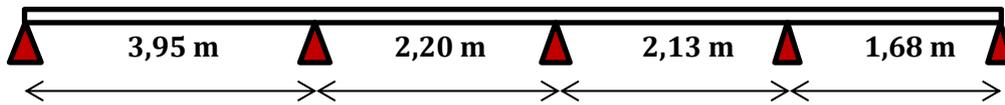
3.3.3 Les types des poutrelles :

D'après la disposition des poutrelles optée on distingue les différents types qui sont représentés comme suite :

▪ **Type 01 :**



▪ **Type 02:**



▪ **Type 03 :**

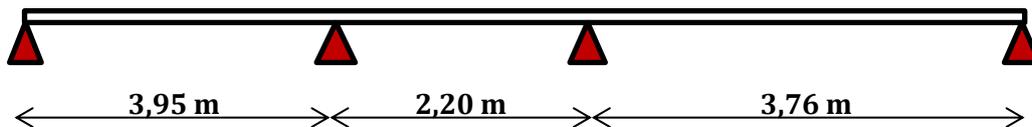


Figure3.3 : Les Types Des Poutrelles

3.3.4 Détermination des Efforts Internes :

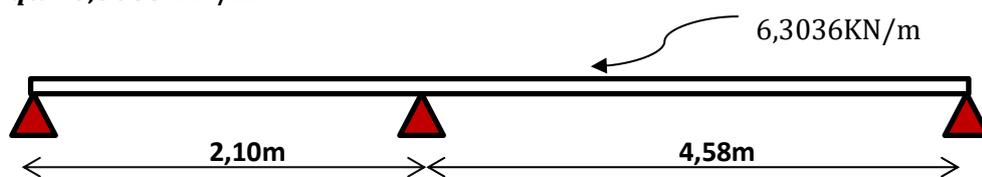
- Nous avons trois types des poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le **type 01(RDC)** Par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel **SAP2000**.

✚ **ELU :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \quad (\text{Avec : } A_i = R_{gi} + R_{di})$$

$$qu = 6,3063 \text{ KN/m}$$



Nombre d'équation = r-2 avec r : Nombre d'appui.

On obtient une seule équation car : 3-2 = 1

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant : $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$

$$2,10M_0 + 2 \times (2,10 + 4,58) \times M_1 + 4,58 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \quad \longrightarrow \quad 13,36M_1 + 6A_1 = 0$$

❖ **Calcul A1:**

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$R_{1g} = \frac{ql^3}{24} = \frac{6,3063}{24} \times (2,10)^3 = 2,433 \text{ KN}$$

$$R1d = \frac{ql^3}{24} = \frac{6,3063}{24} \times (4,58)^3 = 25,244 \text{ KN}$$

Alors: $A1 = 2,433 + 25,244 \rightarrow A1 = 27,677 \text{ KN}$

❖ **Calcul M1 :**

$$13,36M1 + 6A1 = 0 \rightarrow M1 = -6(27,677)/13,36 = -12,429 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

▪ **Travée 0-1 :**

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R0 \cdot L0 - \frac{qu \cdot L0^2}{2} - M1 = 0$$

$$R0 = 0,7 \text{ KN}$$

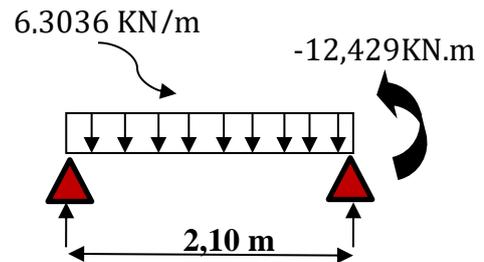
$0 \leq x \leq 2,1 \text{ m} :$

$$M(x) = R0 \cdot x - \frac{qu \cdot x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,10) = -12,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R0 - qu \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 0,7 \text{ KN} \\ T(2,10) = -12,543 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{max}: \text{Si } T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R0}{qu} \rightarrow x = 0,11 \text{ m}$$

$$M_{max} = 0,0388 \text{ KN.m}$$



▪ **Travée 1-2 :**

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R1 \cdot L1 - qu \cdot L1^2 / 2 + M1 = 0$$

$$R1 = 17,155 \text{ KN}$$

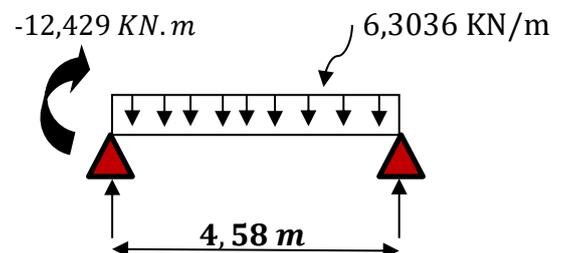
$0 \leq x \leq 4,58 \text{ m} :$

$$M(x) = R1 \cdot x - \frac{qu \cdot x^2}{2} + M1 \rightarrow \begin{cases} M(0) = -12,429 \text{ KN.m} \\ M(4,58) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R1 - qu \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 17,155 \text{ KN} \\ T(4,58) = -11,72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{max}: \text{Si } T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R}{qu} \rightarrow x = 2,72 \text{ m}$$

$$M_{max} = 10,90 \text{ KN.m}$$



L'utilisation de logiciel SAP2000 :

Les résultats obtenus par le logiciel **SAP2000** sont représentés dans les schémas ci-après :

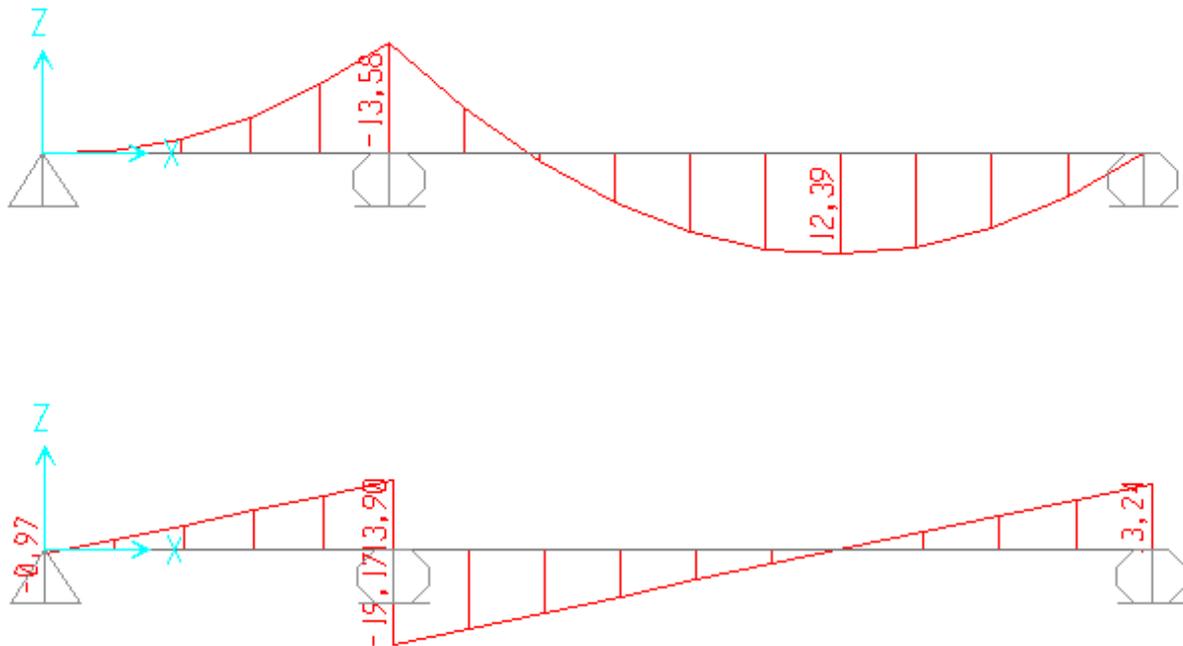


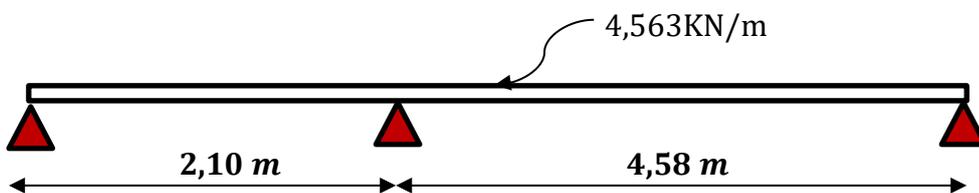
Figure3.4 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 01

ELS :

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \quad (\text{Avec : } A_i = R_{ig} + R_{id})$$

$$q_s = 4,563 \text{ KN/m}$$



Nombre d'équation = $r-2$ (Avec r : nombre d'appui)

On obtient une seule équation car : $3-2=1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant: $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$

$$2,10 M_0 + 2 \times (2,10 + 4,58) \times M_1 + 4,58 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \longrightarrow 13,36 M_1 + 6 A_1 = 0$$

❖ **Calcul A1:**

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$R_{1g} = \frac{ql^3}{24} = \frac{4,563}{24} \times (2,10)^3 = 1,76 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{ql^3}{24} = \frac{4,563}{24} \times (4,58)^3 = 18,265 \text{ KN}$$

Alors: $A_1 = 1,76 + 18,265 \longrightarrow A_1 = 20,025 \text{ KN}$

❖ **Calcul M1:**

$$13,36M_1 + 6A_1 = 0 \longrightarrow M_1 = -6(20,025)/13,36 = -8,99 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments et des efforts tranchants:**▪ **Travée 0-1:**

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_0 \cdot L_0 - \frac{q_s \cdot L_0^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = 0,51 \text{ KN}$$

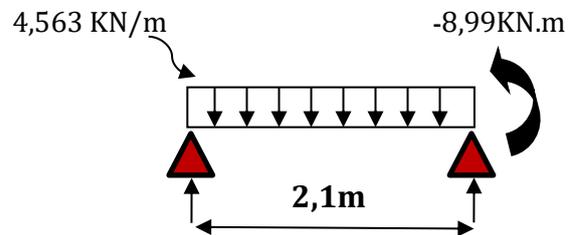
 $0 \leq x \leq 2,1 \text{ m} :$

$$M(x) = R_0 \cdot x - \frac{q_s \cdot x^2}{2} \longrightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,10) = -9,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \longrightarrow \begin{cases} T(0) = 0,51 \text{ KN} \\ T(2,1) = -9,072 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{max}: \text{Si } T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{R_0}{q_s} \longrightarrow x = 0,11 \text{ m}$$

$$M_{max} = 0,0284 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée 1-2:**

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_1 \cdot L_1 - q_s \cdot L_1^2 / 2 + M_1 = 0$$

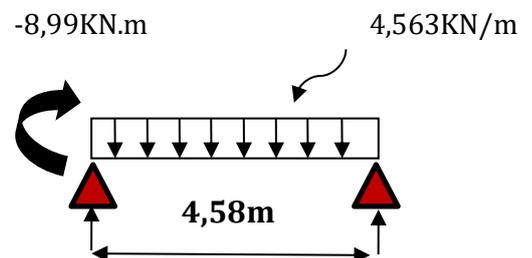
$$R_1 = 12,412 \text{ KN}$$

 $0 \leq x \leq 4,58 \text{ m} :$

$$M(x) = R_1 \cdot x - \frac{q_s \cdot x^2}{2} + M_1 \longrightarrow \begin{cases} M(0) = -9,00 \text{ KN.m} \\ M(4,58) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_s \cdot x \longrightarrow \begin{cases} T(0) = 12,412 \text{ KN} \\ T(4,58) = -8,486 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{max}: \text{Si } T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{R_1}{q_s} \longrightarrow x = 2,72 \text{ m} \longrightarrow M_{max} = 7,89 \text{ KN.m}$$



L'utilisation de logiciel SAP2000 :

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont représentés dans les schémas ci-après :

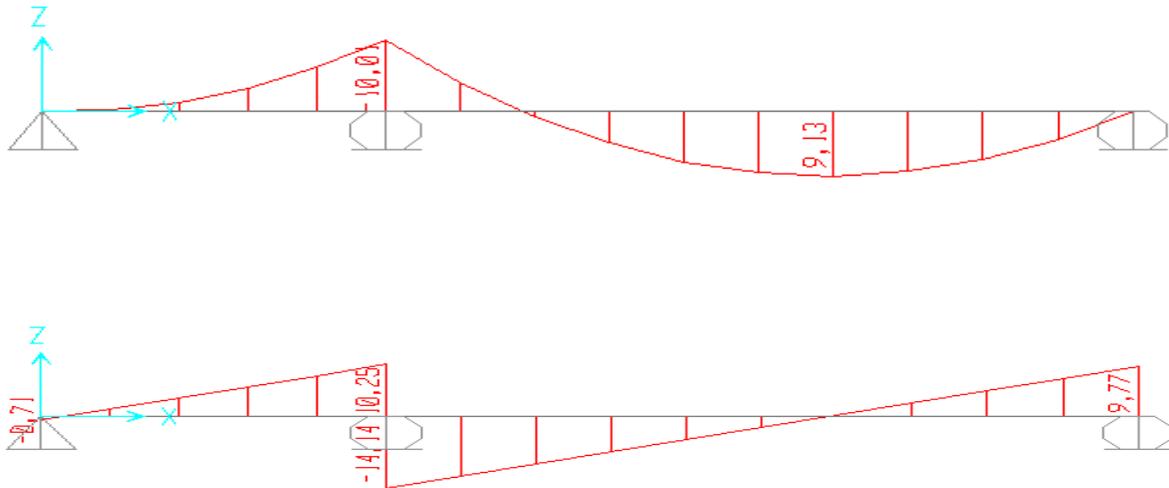


Figure3.5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 01

Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles :

Les résultats obtenus par logiciel SAP 2000 sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau3.2 : Tableau des moments et efforts tranchants type 01

Plancher	ELU (KN. m)			ELS (KN. m)		
	<i>Mtravéemax</i>	<i>Mappui max</i>	<i>Tmax</i>	<i>Mtravéemax</i>	<i>Mappui max</i>	<i>Tmax</i>
RDC +Etage courant	12,39	13,58	19,17	9,13	10,01	14,14
Terrasse	12,98	-14,22	20,09	9,63	-10,56	-14,91

Tableau3.3 : Tableau des moments et efforts tranchants type 02

Plancher	ELU (KN. m)			ELS (KN. m)		
	<i>Mtravéemax</i>	<i>Mappui max</i>	<i>Tmax</i>	<i>Mtravéemax</i>	<i>Mappui max</i>	<i>Tmax</i>
RDC +Etage courant	9,23	9,90	16,48	6,81	7,30	12,16
Terrasse	9,67	10,37	17,27	7,18	7,70	12,82

Tableau3.4 : Tableau des moments et efforts tranchants type 03

Plancher	ELU (KN. m)			ELS (KN. m)		
	<i>Mtravéemax</i>	<i>Mappui max</i>	<i>Tmax</i>	<i>Mtravéemax</i>	<i>Mappui max</i>	<i>Tmax</i>
RDC +Etage courant	9,61	8,89	16,23	7,03	6,56	11,97
Terrasse	10,07	9,31	17,00	7,47	6,92	12,62

3.3.5 Ferrailage des poutrelles : (flexion simple) :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Dans ce projet on a plusieurs types de poutrelles, donc on prend le « **Type01** » Comme un exemple De calcul de ferrailage au niveau de plancher RDC.

❖ Ferrailage longitudinal :

✚ ELU :

➤ En Travée :

$$Mu_{max} = 12,39 \text{ KN.m} = 0,01239 \text{ MN.m}$$

$$Mt = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; h = 0,21 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,21 = 0,189 \text{ m}$$

Donc :

$$Mt = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - 0,05/2) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_t > M_{max}$, cela implique que l'axe neutre est dans la table.

Donc le calcul se fait avec une section rectangulaire, de base $b=65$ cm et hauteur $h=21$ cm.

$$\mu = \frac{Mu_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01239}{0,65 (0,189^2) 14,17}$$

$$\mu = 0,0376 < \mu_r = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0376}) = 0,0480$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,189 (1 - 0,4 \times 0,0480) = 0,1853 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu_{max}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} \geq \frac{0,01239}{0,1853 \times 347,83} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **2T12** = $2,26 \text{ cm}^2$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 21}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,36 ; 1,48) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **En Appui :**

$$M_u \text{ max} = 13,58 \text{ KN.m}$$

$M_u \text{ max} < M_t \longrightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65x21cm²).

$$\mu = M_u \text{ max} / b d^2 f_{bc} = 0,01358 / 0,65 \times (0,189^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,039 < \mu_r = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) = 0,0497$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,0497) = 0,1852 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u \text{ max}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} \geq \frac{0,01358}{0,1852 \times 347,83} = 2,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 1\text{T}12 + 1\text{T}14 = 2,67 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 21}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,36 ; 1,48) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

✚ **ELS :**

➤ **En travée :**

$$M_{s \text{ Max}} = 9,13 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$32,5 x^2 - 33,9 (18,9 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 33,9x - 640,71 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 290,58$$

$x = 3,94 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \longrightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table.

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nAsc(x-d')^2 + nAst(d-x)^2 = 0$$

$$I = 8912,07 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte :**

Ce type de poutrelles est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton.

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,13 \times 10^{-5} \times 4,24}{8912,07 \times 10^{-8}} = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_s \text{ max} = 10,01 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + nAsc(x-d') - nAst(d-x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$32,5x^2 - 40,05(18,9 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 40,05x - 756,945 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 316,23$$

$x = 4,24 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \longrightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table.

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nAsc(x-d')^2 + nAst(d-x)^2 = 0$$

$$I = 10258,91 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte :**

Ce type de poutrelles est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton.

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,01 \times 10^{-5} \times 4,24}{10258,91 \times 10^{-8}} = 4,13 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement :** D'après C.B.A.93

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes : $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{19,17 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,84 \text{ MPa} \quad \text{Avec : (Vu: L'effort tranchant à ELU).}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

La **contrainte** tangentielle satisfaite la condition : $\tau_u < \overline{\tau}_u$.

Donc il n'y a pas un risque de Cisaillement.

❖ **Armatures transversales :**

Le ferrailage transversal des poutrelles, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\phi t \leq \min(\phi 1 ; h/35 ; b_0/10)$$

Avec :

- h : La hauteur du plancher.
- b_0 : La largeur de la poutrelle.
- $\phi 1$: Le diamètre minimum du ferrailage longitudinal.

$$\phi t \leq \min (1,2 ; 21/35 ; 12/10) \longrightarrow \leq 0,6 \text{ cm}$$

On adopte un diamètre transversal égal à : $\phi t = 6 \text{ mm}$.

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003 :

➤ **Zone Nodale :**

$$St \leq \min (h/4 ; 12\phi 1 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (21/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

On prend $\longrightarrow St = 5 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 21/2$$

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

➤ **Vérification au glissement :**

Pour éviter le risque de glissement au niveau de l'appui de la poutrelle, il faut s'assurer que cette condition soit vérifiée : $Vu - \frac{Mu}{0.9 \times d} \leq 0$

avec : $Mu = 13,58 \text{ KN.m}$; $Vu = 19,17 \text{ KN}$

$$19,17 - \frac{13,58}{0.9 \times 0.189} = -60.66 \leq 0 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis.

3.3.6 Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{fe} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$\frac{21}{458} = 0,045 \geq 0,0625 \longrightarrow$ La condition (1) n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

$$L = 458 \text{ cm} \longrightarrow f_{adm} = L / 500 = 0,00916 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$l_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times Ast \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$l_0 = 5,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\varphi(2+3 \times \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec :} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} = 0,0099$$

$$\text{Donc : } \lambda i = \frac{0,105}{0,025} = 4,153$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + ft_{28}} = 0,76$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda i \times u} = \frac{1,1 \times 5,25 \times 10^{-4}}{1 + 4,153 \times 0,76} = 1,39 \times 10^{-4} m^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{0,01001}{32164,2 \times 1,39 \times 10^{-4}} = 2,24 \times 10^{-3} m^4$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,58^2}{10} \times 2,24 \times 10^{-3} = 4,69 \times 10^{-3} m$$

$$f = 4,69 \times 10^{-3} m < f_{adm} = 0,0069 m \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

3.3.7 Longueur d'ancrage :

Par simplification, on considère que l'ancrage par courbure des barres tendues avec un pliage supérieur à 90° est assuré moyennant une longueur d'ancrage équivalente qui peut être prise égale à : $L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$

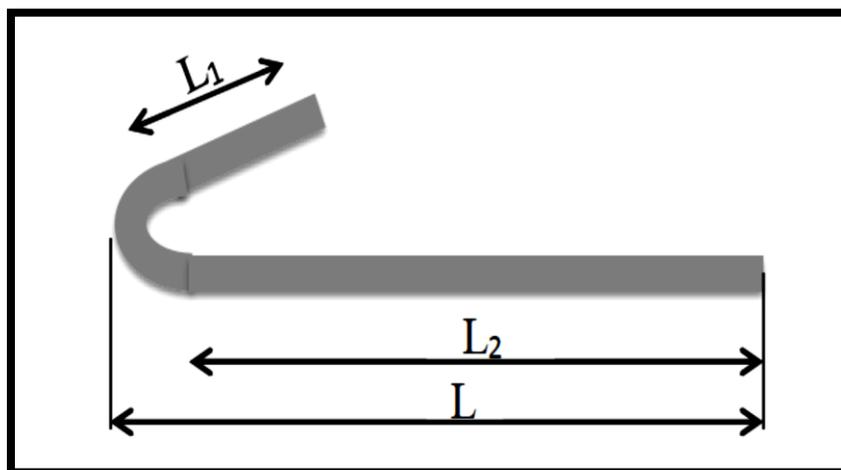


Figure 3.6 : L'ancrage des armatures

❖ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s'}$$

Avec : $\tau_s' = 0,6(\psi)^2 \times f_{tj}$ avec : ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$\tau_s' = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm}$$

❖ **Ancrage par courbure :**

On adopte un crochet à $90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87$ et $\beta = 2,19$

❖ **Calcul du rayon de la fibre moyenne r :**

$$r = 5,5 \text{ (Acier HA)}$$

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

❖ **Calcul des longueurs rectilignes L1 et L2 :**

$$L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ (Règle CBA93)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

$$L_2 = 423 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66) = 54,06 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de la longueur totale L :**

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L \geq 54,06 + 66 + \frac{12}{2} = 126,06 \text{ mm}$$

On prend : $L=13 \text{ cm}$

❖ **Tableau l'ancrage des armatures :**

Tableau3.5 : Tableau d'ancrage des armatures

ϕ (mm)	τ_s' (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
12	2,835	42,328	12	6,6	5,40	13
14	2,835	49,382	14	7,7	6,34	15

❖ **Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :**

Tableau3.6 : Tableau du ferrailage des poutrelles

Type de poutrelle	Niveau	Ast calculé(cm^2)		Ast choisie(cm^2)		Armatures Transversales	Espacement (cm)	
		En travée	En appui	En Travée	En appui		Zone Nodale	Zone courante
1	RDC	1,92	2,10	2T12	1T12+1T14	$\phi 6$	5	10
	E.C	1,92	2,10	2T12	1T12+1T14			
	Terrasse	1,69	2,31	2T12	1T12+1T14			
2	RDC	0,70	1,98	2T12	1T12+1T14	$\phi 6$	5	10
	E.C	0,70	1,98	2T12	1T12+1T14			
	Terrasse	0,83	1,79	2T12	1T12+1T14			
3	RDC	0,81	1,72	2T12	1T12+1T14	$\phi 6$	5	10
	E.C	0,81	1,72	2T12	1T12+1T14			
	Terrasse	0,84	1,80	2T12	1T12+1T14			

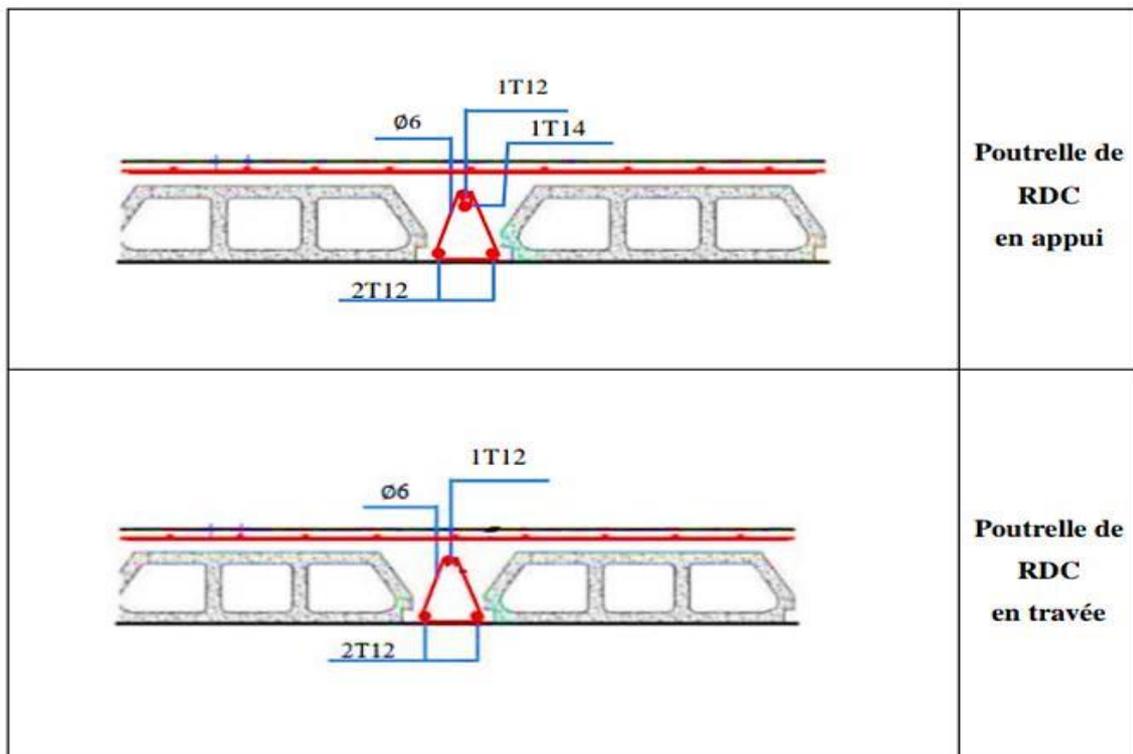


Figure3.7: Schéma de ferrailage des poutrelles de la RDC

3.3.8 Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le **BAEL 91(B.6.8.4.2.3)** :

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

- 20cm (5p. m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3p. m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections doivent êtres :

$$50 \text{ cm} \leq L1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A1 = \frac{4 \times L1}{fe} \quad (L1 \text{ en cm})$$

$$L1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A2 = \frac{200}{fe}$$

Avec :

L1: Distance entre axes des poutrelles (L1=65cm)

$fe = 400 \text{ MPa}$

Pour Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/ml$$

Pour Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A2 = \frac{A1}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $\emptyset 5 (15 \times 15) \text{ cm}^2$

CHAPITRE 04 :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

4.1 Introduction :

Les éléments Secondaires ce sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure, OÙ son étude ne prend pas en considération l'action sismique, Mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Parmi ces éléments on peut citer : les escaliers, les Balcons et l'acrotère.

4.2 Etude des escaliers :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité car il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

Les caractéristiques d'un escalier :

- Emmarchement : La largeur de la volée
- Giron : La largeur d'une marche
- Paillasse : La dalle inclinée qui soutient les gradins
- Palier : Partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée
- Contre marche : Partie verticale de la marche
- La cage : est le volume se situe l'escalier
- Marche : Partie Horizontale

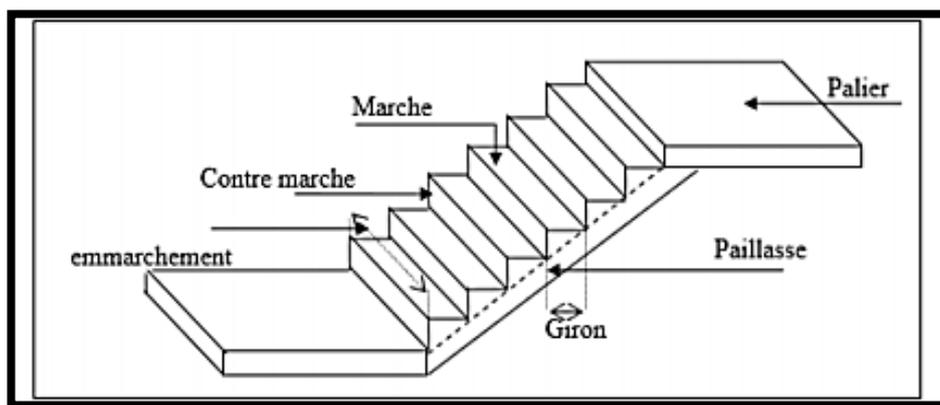


Figure4.1 : Schéma d'un escalier

4.2.1 Dimensionnement des escaliers :

Pour passer d'un étage à un autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20 cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22cm et 33cm :

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « **BLONDEL** » :

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

- On prend :

$$h=17\text{ cm et }g=30\text{ cm}$$

- On obtient :

$$59\text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Donc finalement :

$$h = 17\text{ cm} ; g = 30\text{ cm}$$

❖ **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} \longrightarrow n = \frac{306}{17} = 18 \longrightarrow (9 \text{ contre marche par volée})$$

❖ **Nombre des marches (m) :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

❖ **Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g \times \left(\frac{n}{2} - 1\right) = 30 \times (9 - 1) = 240\text{ cm}$$

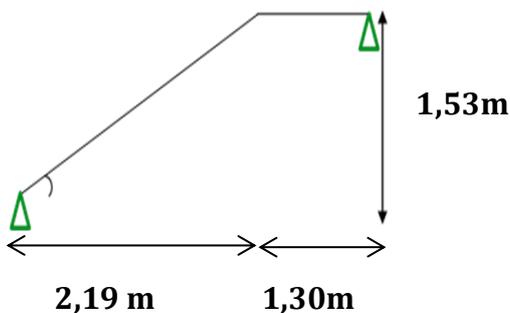
❖ **L'inclinaison des paillasses :**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1,53}{2,19}\right) ; \text{ Donc : } \alpha = 34,94^\circ$$

❖ **Calcul des épaisseurs (palier et paillasse) :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \longrightarrow \frac{349}{30} \leq e \leq \frac{349}{20} \longrightarrow 11,633\text{ cm} \leq e \leq 17,45\text{ cm}$$

On prend « e =15 cm » pour la paillasse et le palier :



4.2.2 Evaluation des charges et surcharge des escaliers :**a. Palier :****Tableau4.1 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le palier

Désignation	E_p (m)	Masse volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

- $G = 5,15 \text{ KN}/\text{m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ KN}/\text{m}^2$

b. Paillasse :**Tableau4.2 :** Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse

Désignation	E_p (m)	Masse volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
Carrelage vertical	0,02	$22 \cdot \frac{h}{g}$	0,25
Mortier de pose vertical	0,02	$20 \cdot \frac{h}{g}$	0,23
Poids propre de la contre marche	$\frac{0,17}{2}$	25	2,13
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Poids propre du paillasse	0,15	25	3,75

- $G = 7,40 \text{ KN}/\text{m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ KN}/\text{m}^2$

4.2.3 Evaluation des sollicitations :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

- Sur une bande de 1 mètre on a :

Tableau4.3 : Calcul des sollicitations

Combinaison d'action	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	13,74	10,71
ELS	10	7,65

4.2.4 Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree. ($0,85M_0$ en travée et $0,5M_0$ en appuis).

la détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum.

Donnée :

- $b = 1\text{ml}$
- $h = 15\text{cm}$
- $d = 0,9h = 13,5\text{cm}$

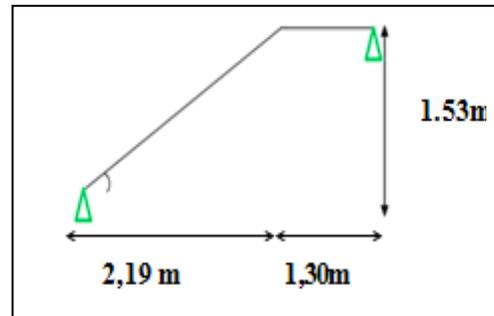
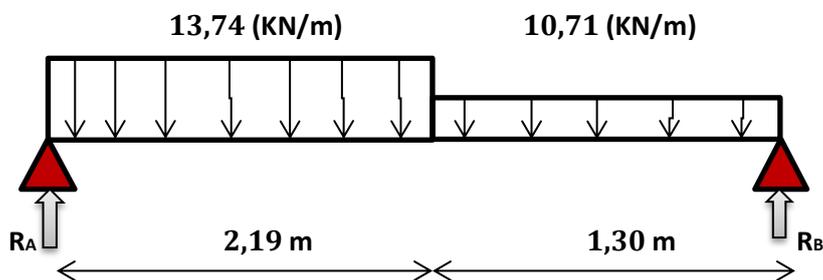


Figure4.2 : Schéma statique d'escalier

4.2.4.1 Détermination des efforts internes des escaliers :

❖ ELU :



$$\sum F_v = 0 \longrightarrow R_A + R_B - (10,71 \times 1,30) - (13,74 \times 2,19) = 0$$

$$R_A + R_B = 44,02 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (10,71 \times 1,30 \times 2,84) + (13,74 \times 2,19 \times 1,095) - R_B \times 3,49$$

$$R_B = 20,77 \text{ KN} ; R_A = 23,25 \text{ KN}$$

➤ Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

$0 \leq x \leq 2,19 \text{ m} :$

$$M(x) = R_A x - 13,74 \times \frac{x^2}{2} \longrightarrow \begin{aligned} M(0) &= 0 \text{ KN.m} \\ M(2,19) &= 17,97 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$T(x) = R_A - 13,74x \longrightarrow \begin{aligned} T(0) &= 23,25 \text{ KN} \\ T(2,19) &= -6,841 \text{ KN} \end{aligned}$$

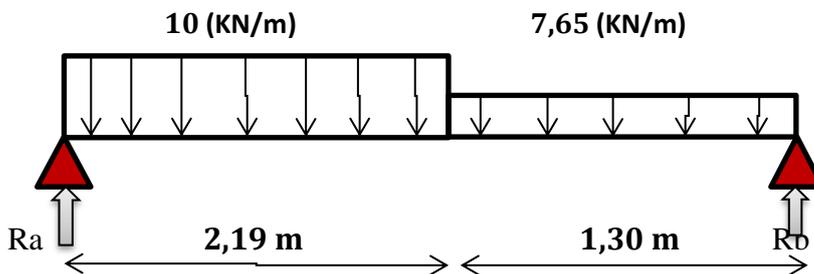
2,19 ≤ x ≤ 3,49 m :

$$M(x) = RAx - 13,74 \times 2,19 \times \left(X - \frac{2,19}{2}\right) - 10,71 \times \frac{(x-2,19)^2}{2} \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} M(2,19) &= 17,97 \text{ KN.m} \\ M(3,49) &= 0 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$T(x) = RA - 13,74 \times 2,19 - 10,71 \times (X - 2,19) \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} T(2,19) &= -6,841 \text{ KN} \\ T(3,49) &= -20,77 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x) = 0 \text{ donc : } x = 23,25 / 13,74 = 1,70 \text{ m}$$

$$M_{max} = 19,67 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :**

$$\sum Fv = 0 \quad \longrightarrow \quad RA + RB - (7,65 \times 1,30) - (10 \times 2,19) = 0$$

$$RA + RB = 31,85 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (7,65 \times 1,30 \times 2,84) + (10 \times 2,19 \times 1,095) - RB \times 3,49$$

$$RB = 14,97 \text{ KN} ; RA = 16,88 \text{ KN}$$

➤ **Les moments fléchissant et les efforts tranchants :****0 ≤ x < 2,19 m :**

$$M(x) = RAx - 10 \times \frac{x^2}{2} \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} M(0) &= 0 \text{ KN.m} \\ M(2,19) &= 12,98 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$T(x) = RA - 10x \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} T(0) &= 16,88 \text{ KN} \\ T(2,19) &= -5,02 \text{ KN} \end{aligned}$$

2,19 ≤ x ≤ 3,49 m :

$$M(x) = RAx - 10 \times 2,19 \times \left(X - \frac{2,19}{2}\right) - 7,65 \times \frac{(x-2,19)^2}{2} \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} M(2,19) &= 12,98 \text{ KN.m} \\ M(3,49) &= 0 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$T(x) = RA - 10 \times 2,19 - 7,65 \times (X - 2,19) \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} T(2,19) &= -5,02 \text{ KN} \\ T(3,49) &= -14,97 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x) = 0 \text{ donc : } x = 16,88 / 10 = 1,688 \text{ m}$$

$$M_{max} = 14,25 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants avec SAP2000:**

▪ **ELU:**

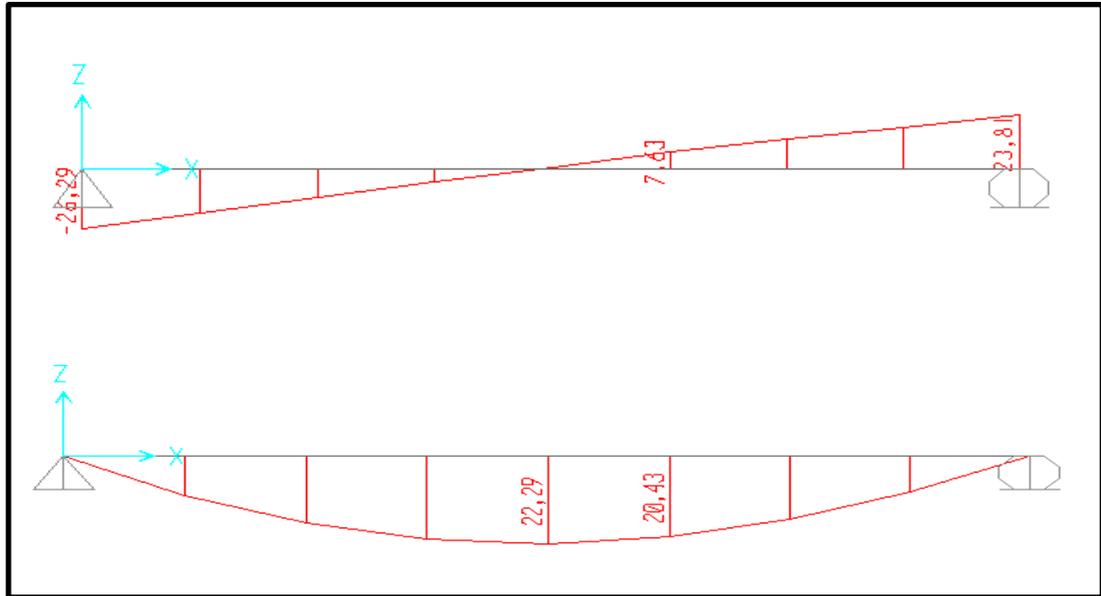


Figure4.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU

▪ **ELS:**

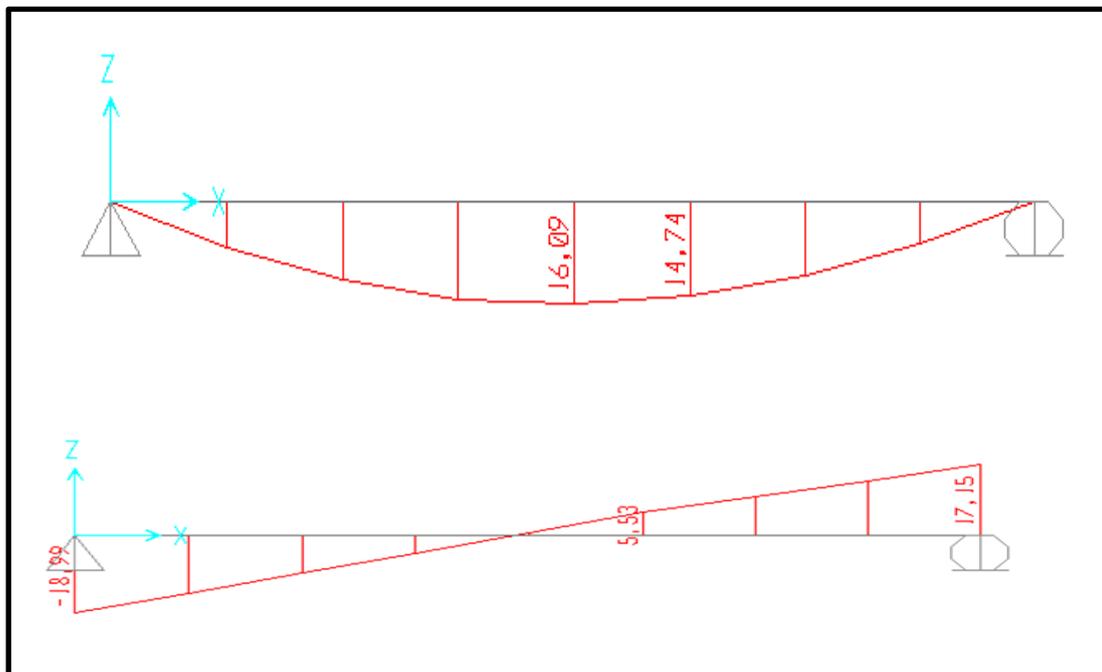


Figure4.4 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS

4.2.4.2 Calcul des armatures longitudinales à ELU :

On détermine les sections des armatures longitudinales en appui et en travée.

Avec :

$$b = 1\text{ m} ; h = 0,15\text{ m} ; d = 0,135\text{ m} ; f_{c28} = 25\text{ MPa} ; f_e = 400\text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83\text{ MPa} ;$$

$$f_{bc} = 14,17\text{ MPa} ; \mu_R = 0,392 ; f_{t28} = 2,1\text{ MPa} ; M (\text{travée}) = 0,85\text{ Mo KN.m} ;$$

$$M (\text{appui}) = 0,5\text{ Mo KN.m} \text{ et } M_o = 20,13\text{ KN.m.}$$

▪ **En travée :**

$$M_u (\text{travée}) = 0,85 \times 20,13 = 17,12\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01712}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0663 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0663}) = 0,086$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,086) = 0,130\text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01712}{0,130 \times 347,83} = 3,786\text{ cm}^2$$

On prend : **6T12 = 6,79 cm²**

▪ **En appui :**

$$M_u (\text{Appui}) = 0,5 \times 20,13 = 10,065\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,010065}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0389 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0389}) = 0,0496$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,0496) = 0,132\text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,010065}{0,132 \times 347,83} = 2,192\text{ cm}^2$$

On prend : **3T12 = 3,39 cm²**

4.2.4.3 Choix des armatures et les espacements :

❖ **Armatures longitudinales :**

D'après **RPA 99V2003**, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est donné par la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63\text{ cm}^2$$

❖ **E spacements des armatures :**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) \text{ (BAEL91)}$$

$$St = 100 / 6 = 16,67 \text{ cm} \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{CV}$$

On prend : $St = 20\text{cm}$

Tableau4.4 : Armatures longitudinal et espacement adopté

Position	$Ast \text{ (cm}^2\text{)}$	E spacement (cm)
Travée	$6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$	20
Appui	$3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$	20

❖ **Armatures de répartitions :**

D'après le B.A.E.L.91 ; La quantité d'armatures de répartition dans le cas où il y a que Des charges réparties est au moins égale à $Ast/4$:

➤ En travée : $Ar = 6,79/4 = 1,6975 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ on prend $Ar = 3T12=3,39 \text{ cm}^2$

➤ En appui : $Ar = 3,39/4 = 0,8475 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ on prend $Ar = 3T10=2,36 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à ELS :**

D'après (C.B.A.93) : Les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } b = 1 \text{ m ; } h = 0,15 \text{ m ; } d = 0,135\text{m ; } d' = 0,015 \text{ m ; } Fe = 400\text{MPa ; } n = 15$$

▪ **En travée :**➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast \times (d-x) = 0$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 6,79 \times (13,5-x) = 0 \longrightarrow x = 4,32 \text{ cm} \leq h_0 = 5 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$$

(AN dans la table)

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 4,32^3}{3} + 15 \times 6,79 \times (13,5 - 4,32)^2 \longrightarrow I = 8610,0178 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{12,521 \times 10^{-3} \times 4,32 \times 10^{-2}}{8610,0178 \times 10^{-8}} = 6,28 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots \text{CV}$$

▪ **En appui :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast \times (d-x) = 0$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 3,39 \times (13,5 - x) = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 3,23 \text{ cm} \leq h_0 = 5 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{ CV}$$

(AN dans la table)

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 3,23^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (13,5 - 3,23)^2 \quad \longrightarrow \quad I = 5374,53 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{7,365 \times 10^{-3} \times 3,23 \times 10^{-2}}{5374,53 \times 10^{-8}} = 4,43 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots \text{ CV}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

D'après le (C.B.A.93) : La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivant :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,82 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,1764 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad V_u : \text{L'effort tranchant à ELU}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u < \overline{\tau_u} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

4.2.4.4 Schéma de ferrailage :

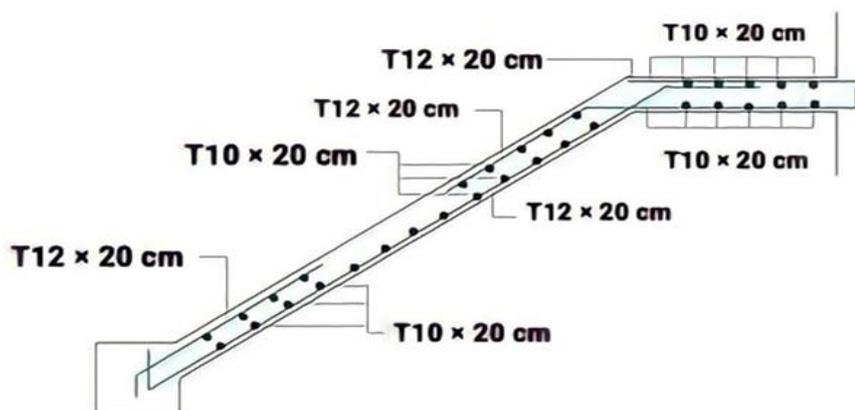


Figure 4.5 : Armatures longitudinales et de répartition pour l'escalier

4.2.5 Etude de la Poutre palière :

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étagé, son rôle est de supporter le poids d'escalier, elle est encadrée dans les deux côtés et uniformément chargée, la poutre palière sera calculée en flexion simple.

4.2.5.1 Pré-dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$
 $\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$

Avec :

- L : Distance entre axes des poteaux
- h : Hauteur de la poutre
- b : Largeur de la poutre

$$\frac{332}{15} < h < \frac{332}{10} \quad \longrightarrow \quad 22,133 < h < 33,2$$

Alors on prend : **h=30cm**

$$\frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2} \quad \longrightarrow \quad 6 \leq b \leq 15$$

Alors on prend : **b=30 cm**

D'après le **RPA99 (version 2003)** :

- $b \geq 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h/b < 4 \quad \longrightarrow \quad 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

4.2.5.2 Charges supportée par la poutre :

- **Poids propre de la poutre :**

$$G1 = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$$

- **Poids propre du mur double parois :**

$$G2 = h \times G_{\text{paroi}} = 2,76 \times 2,97 = 8,2 \text{ KN/m}$$

- **Poids propre de la paille et le palier :**

$$G3 = (G_{\text{paille}} \times L_{\text{paille}}/2) + G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}} = (7,40 \times 2,19/2) + 5,15 \times 1,30 = 14,798 \text{ KN/m}$$

Alors :

- $G_{\text{p. palière}} = G1 + G2 + G3 = 2,25 + 8,2 + 14,798 = 25,25 \text{ KN/m}$
- $Q_{\text{p. palière}} = Q \times L = 2,5 \times 2 = 5 \text{ KN/m}$

4.2.5.3 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats obtenus par le SAP2000 :

❖ **ELU :**

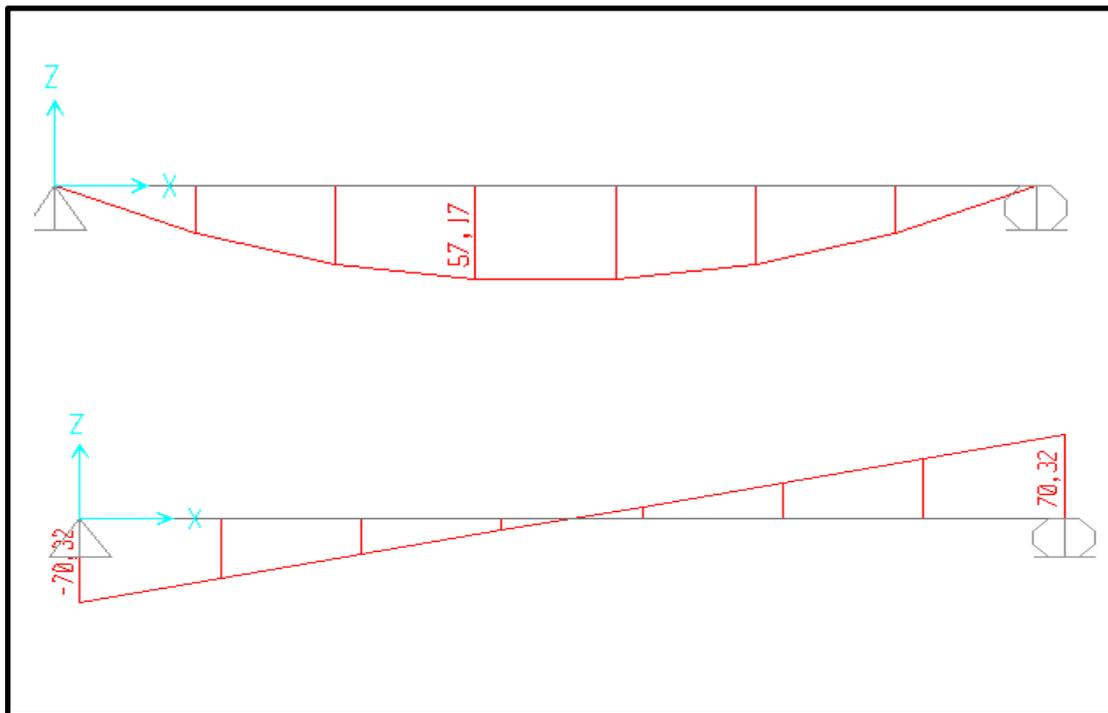


Figure4.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU

❖ **ELS :**

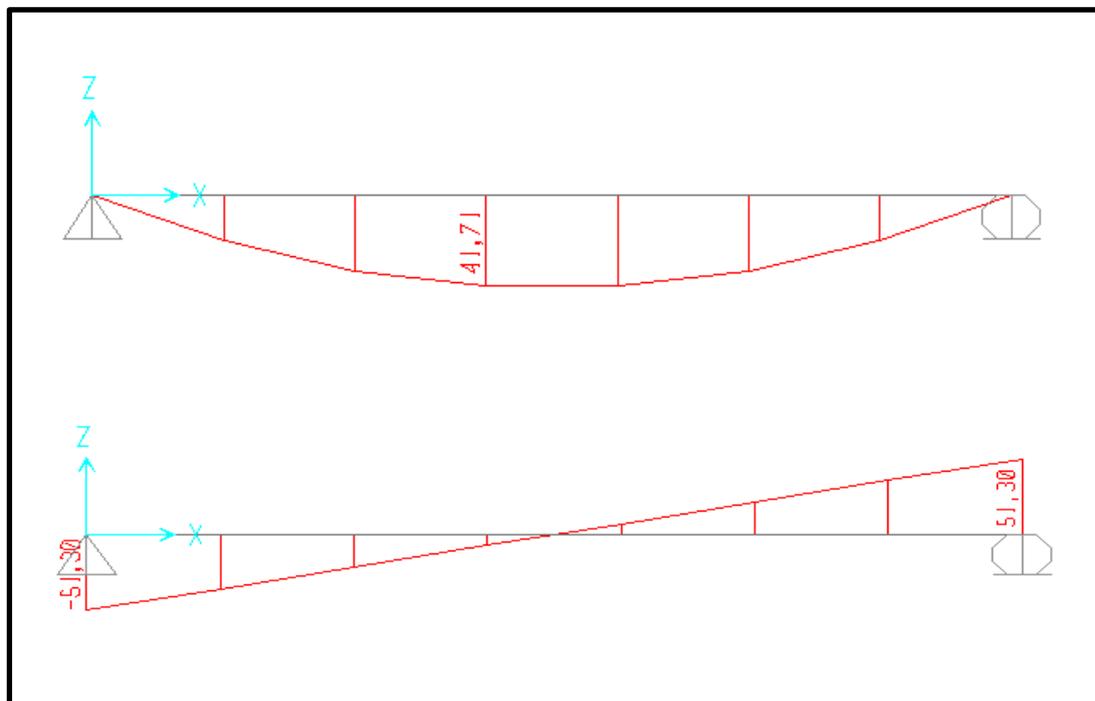


Figure4.7 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS

4.2.5.4 Calcul de ferrailage :❖ **ELU :**

On utilise les valeurs suivantes :

- Moment isostatique : $M_o = 57,17 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 \times 57,17 = 48,596 \text{ KN.m}$
- Moment en appui : $M_a = 0,5 \times 57,17 = 28,585 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant (T) en ELU : $T_u = 70,32 \text{ KN}$

❖ **Armature longitudinale :**

Le calcul se fait en flexion simple.

• **En travée :**

M_u (travée) = 48,596 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,048596}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,157 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,157}) = 0,215$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,215) = 0,247 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,048596}{0,247 \times 347,83} = 5,65 \text{ cm}^2$$

On prend : **5T12 = 5,65 cm²**

• **En appui :**

M_u (appui) = 28,585 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,028585}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,0922 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0922}) = 0,121$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,121) = 0,257 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,028585}{0,257 \times 347,83} = 3,197 \text{ cm}^2$$

On prend : **3T12 = 3,39 cm²**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 30}{1000}; 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (0,9 ; 0,98) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 0,98 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

❖ **ELS :**

- Moment isostatique : $M_0 = 41,71 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 \times 41,71 = 35,45 \text{ KN.m}$
- Moment en appui : $M_a = 0,5 \times 41,71 = 20,85 \text{ KN.m}$
- On a : $b = 0,3 \text{ m}$; $h = 0,3 \text{ m}$; $d = 0,27 \text{ m}$; $d' = 0,03 \text{ m}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $n = 15$

• **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{30 \times x^2}{2} - 15 \times 5,65 \times (27-x) = 0 \longrightarrow x = 9,84 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{30 \times 9,84^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (27-9,84)^2 \longrightarrow I = 34483,598 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{35,45 \times 10^{-3} \times 9,84 \times 10^{-2}}{34483,598 \times 10^{-8}} = 10,12 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots \text{CV}$$

• **En appui :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{30 \times x^2}{2} - 15 \times 3,39 \times (27-x) = 0 \longrightarrow x = 8,02 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{30 \times 8,02^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (27-8,02)^2 \longrightarrow I = 23476,72 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{20,85 \times 10^{-3} \times 8,02 \times 10^{-2}}{23476,72 \times 10^{-8}} = 7,123 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

D'après le (C.B.A.93) ; La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{70,32 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,8682 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad (V_u : \text{L'effort tranchant à})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{CV}$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min(\phi_1 ; h/35 ; b/10) = \min(1,2 ; 30/35 ; 30/10) \text{ donc : } \phi_t \leq 0,85 \text{ cm}$$

On adopte un diamètre transversal égal à : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003 :

♦ **Zone Nodale :**

$$St \leq \min(h/4 ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(30/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

On prend : $St = 7 \text{ cm}$

♦ **Zone courant:**

$$St \leq h/2 = 30/2$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

4.2.5.5 Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

➤ **La flèche admissible :**

$$\text{Si : } L \leq 500 \quad \text{donc} \quad f_{adm} = L/500$$

$$\text{Si : } L > 500 \quad \text{donc} \quad f_{adm} = 0,5 + L/1000$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\frac{30}{332} \geq \frac{1}{16} \text{ donc } 0,09 \geq 0,06 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{30}{332} \geq \frac{48,596}{10 \times 57,17} \text{ donc } 0,090 \geq 0,085 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{5,65 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,27} \leq \frac{4,2}{400} \text{ donc } 6,97 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \longrightarrow \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4.2.5.6 Ancrages des armatures tendues :

▪ La longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi \times f_e}{\tau_s' \times 4}$

Avec : $\tau_s' = 0,6(\Psi)^2 \times f_{tj}$ avec ($\Psi = 1,5$ acier HA)

$$\tau_s' = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{2,835 \times 4} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm} \longrightarrow \text{On prend : } L_s = 430 \text{ mm}$$

On adopte une courbe égale a : $r = 5,5 \cdot \phi$ (Acier HA)

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = d - (c + \frac{\phi}{2} + r) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,17r - L_2}{1,83} = \frac{42,3 - 2,17 \times 6,6 - 16,8}{1,83} \longrightarrow L_1 = 5,90 \text{ cm}$$

$$L \geq 16,8 + 6,6 + \frac{1,2}{2} = 24 \text{ cm} \longrightarrow L = 24 \text{ cm}$$

4.2.5.7 Schéma du ferrailage de la poutre palière :

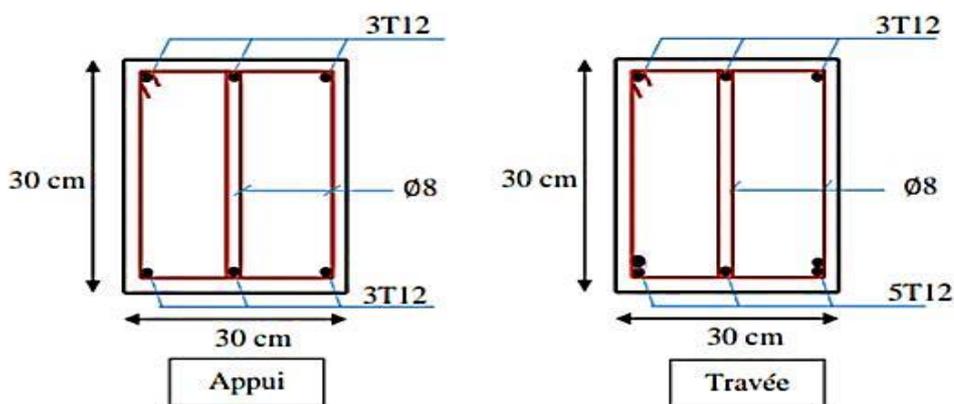


Figure4.8 : Ferrailage de la poutre palière

4.3 Etude des balcons :

4.3.1 Introduction :

Les Balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastées dans les poutres, On adopte une épaisseur de $h=15\text{ cm}$ et le calcul se fait pour une bande de 1ml .

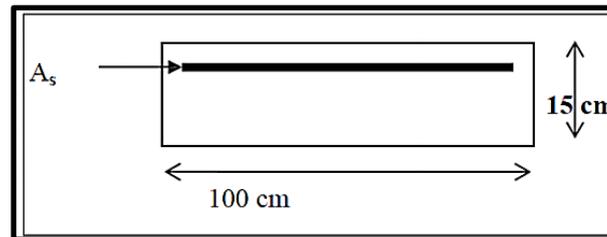


Figure 4.9 : Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon

4.3.2 Combinaisons d'action:

Les Balcons sont sollicités par G, Q, et P, tel que :

P: Charge des murs (Force concentrée)

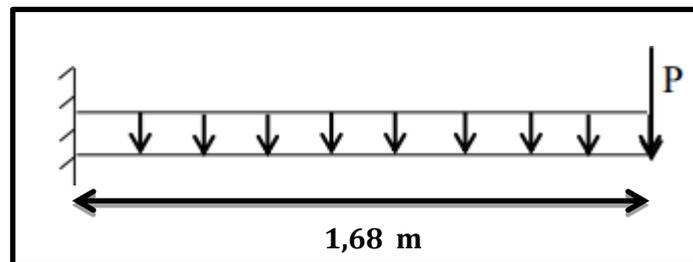


Figure 4.10 : Schéma statique des charges appliquées sur le balcon

Tableau 4.5 : Charge et surcharge au niveau du Balcon

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Bande (ml)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G+Q) × 1ml
5,17	3,50	1,00	12,23	8,67

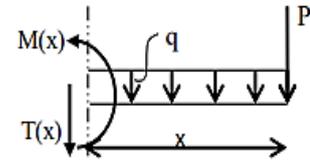
Tableau 4.6 : Charge de mur au niveau du Balcon

G (KN/m ²)	La hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1,35G) × 1,1	ELS (KN/ml) G × 1,1
1,62	1,10	2,41	1,78

4.3.3. Calcule moment et effort tranchant :❖ **ELU :** **$0 < x < 1,68 \text{ m} :$**

$$M(x) = -qu \frac{x^2}{2} - Pu \cdot x \longrightarrow \begin{aligned} M(0) &= 0 \\ M(1,68) &= -21,31 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$T(x) = qu x + Pu \longrightarrow \begin{aligned} T(0) &= 2,41 \text{ KN} \\ T(1,68) &= 22,95 \text{ KN} \end{aligned}$$

❖ **ELS :** **$0 < x < 1,68 \text{ m} :$**

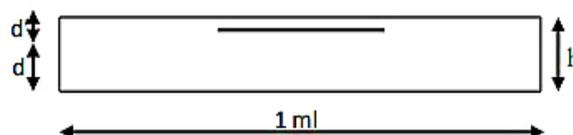
$$M(x) = -qs \frac{x^2}{2} - Ps \cdot x \longrightarrow \begin{aligned} M(0) &= 0 \\ M(1,68) &= -15,22 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$T(x) = qs x + Ps \longrightarrow \begin{aligned} T(0) &= 1,78 \text{ KN} \\ T(1,68) &= 16,35 \text{ KN} \end{aligned}$$

4.3.4 Calcule du ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- $h = 15 \text{ cm}$
- $d' = 0,1h = 1,5 \text{ cm}$
- $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$

❖ **ELU :**

$$M_u = 21,31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,02131}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0825 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0825}) = 0,108$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,108) = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,02131}{0,13 \times 347,83} = 4,712 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **6T12 = 6,79 cm²**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{1 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (0,015; 1,63) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

➤ **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,6975 \text{ cm}^2$$

On Prend : $A_r = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$; d'après le **B.A.E.L 91**

$$St = \frac{100 - (6 \times 1,2) - 3}{3} = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

❖ **ELS:**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 6,79 \times (13,5 - x) = 0 \rightarrow x = 4,33 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,33^3}{3} + 15 \times 6,79 \times (13,5 - 4,33)^2 \rightarrow I = 11270,5457 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

✓ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{15,22 \times 10^{-3} \times 4,33 \times 10^{-2}}{11270,5457 \times 10^{-8}} = 5,85 \text{ MPa}$$

✓ **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 15,22 \times 10^{-3} \times (0,135 - 4,33 \times 10^{-2})}{11270,5457 \times 10^{-8}} = 185,75 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

✓ **Béton :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Acier :**

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 5,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 185,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

D'après le **(C.B.A.93)** ; La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivant :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,17 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad (V_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow$ condition vérifiée

❖ **Vérification de la nécessité d'armatures transversales :**

D'après le **(C.B.A.93)** et **(BAEL, 91)** ; Le Balcon ne nécessite aucune armature transversale si on a la contrainte tangente vérifie la relation suivant :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 0,07 \times f_{c28} \gamma_b = 0,07 \times 25 \times 1,5 = 2,624 \text{ MPa}$$

Donc : Le balcon ne nécessite aucune armature transversale.

4.3.5 Calcul du contre poids :

Pour Assurer un bon équilibre il faut que le poids de la console et du contre poids soient Égaux :

- P (Balcon) = e (Balcon) × L (Balcon) × γ_b = 0,15 × 1,68 × 25 = 6,3 KN/ml
- P (Contrepoids) = e (Plancher) × L (Plancher) × γ_b = 0,21 × 25 × L (Plancher) = 5,25 L (Plancher)
- P (Balcon) = P (Contrepoids) \longrightarrow 6,3 KN/ml = 5,25 L (Plancher)
- L (Plancher) = 1,2m ; On adopte un contrepoids de 1,2 m

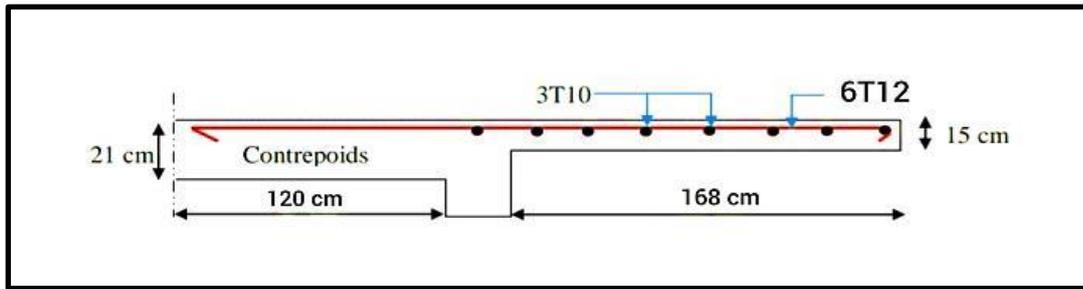


Figure4.11 : Schéma statique des charges appliquées sur le balcon

4.3.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle plein Balcon :

Tableau4.7 : ferrailage de la dalle plein Balcon

Balcon	Armature longitudinal (cm^2/ml)		Armature de répartition (cm^2/ml)	
	<i>Ast</i> calculé	<i>Ast</i> choisi	<i>Ar</i> calculé	<i>Ar</i> choisi
	4,712	6T12 = 6,79	1,6975	3T10 = 2,36

4.4 Etude de l'acrotère :

4.4.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du Bâtiment, il est assimilé à une console encastree dans le plancher chargé par son poids Et la surcharge due à la main courante. Elle sera donc calculée comme une console Encastree à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifier à la condition du RPA99 V2003.

➤ **Le rôle de l'acrotère :**

- ❖ Empêche l'écoulement de l'eau.
- ❖ A un aspect esthétique.
- ❖ Protection des personnes.

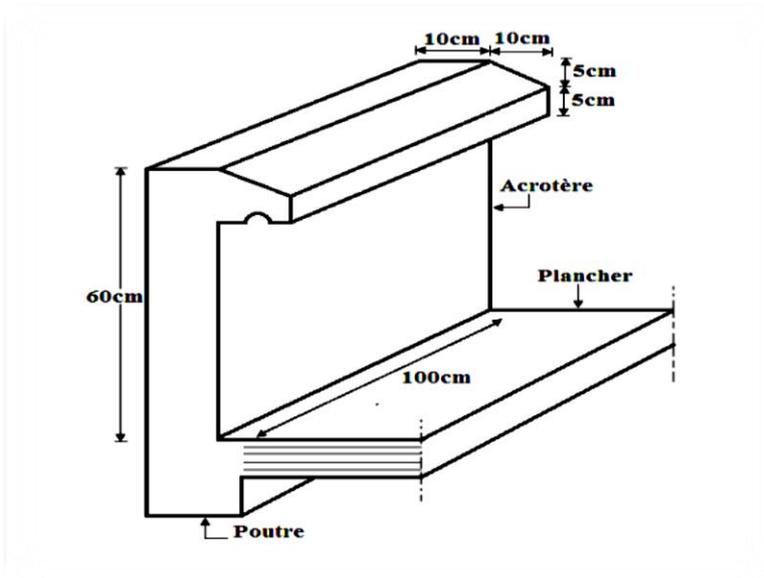


Figure 4.12 : Dimensions de l'acrotère

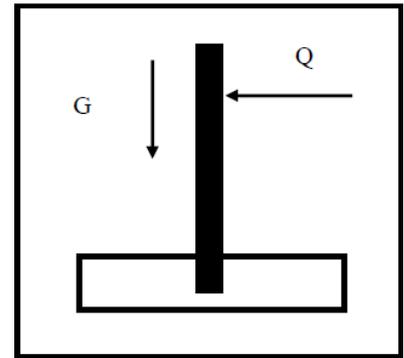


Figure 4.13: Schéma Statique

4.4.2 Etude de L'acrotère Terrasse :

➤ Poids propre de l'acrotère :

▪ Charge permanente:

$$s = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 \quad \text{La masse volumique} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$G = 168,75 \text{ kg/ml}$$

▪ Charge d'exploitation :

D'après le RPA 99 V 2003 :

$$Q = Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$$

$$A = 0,1 \quad : \text{coefficient d'accélération de la zone.}$$

$$Wp = 168,75 \text{ kg/ml} \quad : \text{poids de l'acrotère.}$$

$$Cp = 0,8 \text{ KN} \quad : \text{facteur de la force horizontale.}$$

$$Q = Fp = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$G = 1,6875 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

4.4.3 Calcul des sollicitations:

✚ E.L.U :

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

- **Moment fléchissant :** $Mu = 1,35 MG + 1,5 MQ$ (avec $MG = 0$)

$$Mu = 1,5 \times Q \times l$$

$$Mu = 1,5 \times (1) \times (0,60)$$

$$Mu = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

- **Effort normal :** $Nu = 1,35 \times G$

$$Nu = 1,35 \times (1,6875)$$

$$Nu = 2,2781 \text{ KN/ml}$$

- **Effort tranchant :** $Vu = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1$

$$Vu = 1,5 \text{ KN/ml}$$

✚ E.L.S:

G + Q

Moment fléchissant : $Ms = Mg + MQ$ (avec $Mg = 0$)

$$Ms = Q \times l = 1 \times (0,60) = 0,60 \text{ KN.m/ml}$$

Effort normal : $Ns = G = 1,6875 \text{ KN/ml}$.

Effort tranchant : $Vs = Q = 1 \text{ KN/ml}$

4.4.4 Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = Mu/Nu = 0,9/2,2781$$

$$e = 0,395 \text{ m}$$

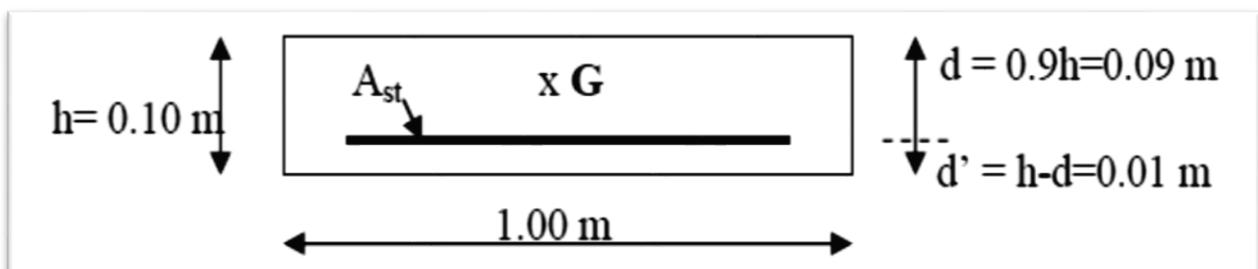
$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

$$39,5 > 1,66 \left(e > \frac{h}{6} \right)$$

Donc la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

4.4.5 Détermination du ferrailage :

✚ E.L.U:



- **d** : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
- **d'** : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

$$e_a = e + (d - h/2) = 39,5 + [9 - (10/2)]$$

$$e_a = \mathbf{43,5 \text{ cm}}$$

$$M_A = N_u \cdot e_a = 2,2781 \times 43,5 \times 10^{-2}$$

$$M_A = \mathbf{0,99 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_u = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,0086$$

On a : $\mu_u < \mu_r$ Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées ; $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0086}) = 0,0107$$

$$Z = 0,09(1 - 0,4 \times 0,0107) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{0,99 \times 10^{-3}}{0,0896} - 2,2781 \times 10^{-3} \right) = 0,2521 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,2521 \text{ cm}^2$ (Faible section) donc A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23bd \frac{ft28}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \frac{2,1}{400} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc On prend : 4 T 8 ($A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$)

✚ Vérification à ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,6875} = \mathbf{0,355 \text{ m}}$$

$$e \geq \frac{h}{6} \rightarrow \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} < 35,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(35,5 - \frac{10}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} (35,5 - 5 + 9)$$

$$P = -2719,29 \text{ cm}^2 = -0,2719 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nAst}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(35,5 - \frac{10}{2} \right)^3 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} (35,5 - 5 + 9)^2$$

$$q = 59694,13 \text{ cm}^3 = 0,059694 \text{ m}^3$$

❖ **Méthode des itérations successives :**

$$\text{On a : } e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

On fixe la première valeur de $e_1 = 0,50\text{m}$ On trouve $e_1 = 0,10\text{m}$.

e_1 choisi	e_1 trouvé
0,5	0,10
0,28	0,088
0,22	0,081
0,197	0,078
0,185	0,076
0,178	0,075
0,174	0,074
0,171	0,074

On adopte : $e_1 = 0,171\text{m}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{10}{2} + 17,1 - 35,5$$

$$X = 3,2 \text{ cm}$$

❖ **Détermination du moment statique :**

$$S = \frac{bx^2}{2} - nAst(d - x)$$

$$S = \frac{100 \times 3,2^2}{2} - 15 \times 2,01 \times (9 - 3,2) \quad \longrightarrow \quad S = 337,13 \text{ cm}^3$$

❖ **Calcul des contraintes :**

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{Nsx}{s} = \frac{1,6875 \times 10^{-3} \times 3,2 \times 10^{-2}}{337,13 \times 10^{-6}} = 0,16 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{nNs(d-x)}{s} = \frac{15 \times 1,6875 \times 10^{-3} (0,09 - 3,2 \times 10^{-2})}{337,13 \times 10^{-6}} = 4,35 \text{ MPa}$

❖ **Calcul des contraintes admissibles:**

Béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

Acier : L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \text{ (Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266,66; 201,63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \mathbf{201,63 \text{MPa}}$$

❖ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 0,16 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 4,35 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{cm}^2 \text{ Choix: } \mathbf{4 \text{ } \varnothing \text{ 6} = 1,13 \text{cm}^2}$$

❖ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

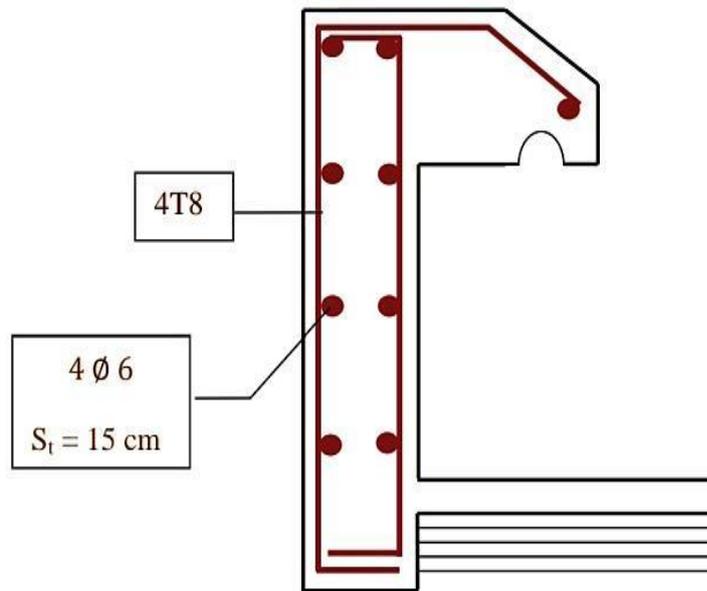
$$T = 1,5Q = 1,5 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = \mathbf{0,0166 \text{MPa}}$$

$$\tau_u = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{MPa}) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min(3,75 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) \quad \overline{\tau_u} = \mathbf{3,75 \text{MPa}}$$

$$\tau_u = 0,0166 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,75 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4.4.6 Schéma de ferrailage :**Figure 4.14 : Ferrailage de l'acrotère**

CHAPITRE 05 :
ETUDE DYNAMIQUE

5.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de la prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Cette étude dynamique a pour but de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et les Critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

5.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure est une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil dans une zone sismique (**zone I**, dans ce projet) ; ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent, explosions...).

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

5.3 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le **RPA 1999 version 2003**. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.*

5.3.1 Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode, le **RPA99/ V2003** propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le **RPA99/V2003** (régularité en plan, régularité en élévation, etc.....).

5.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

5.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

5.4 Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de Gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est le **SAP2000** pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L) par nœuds.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

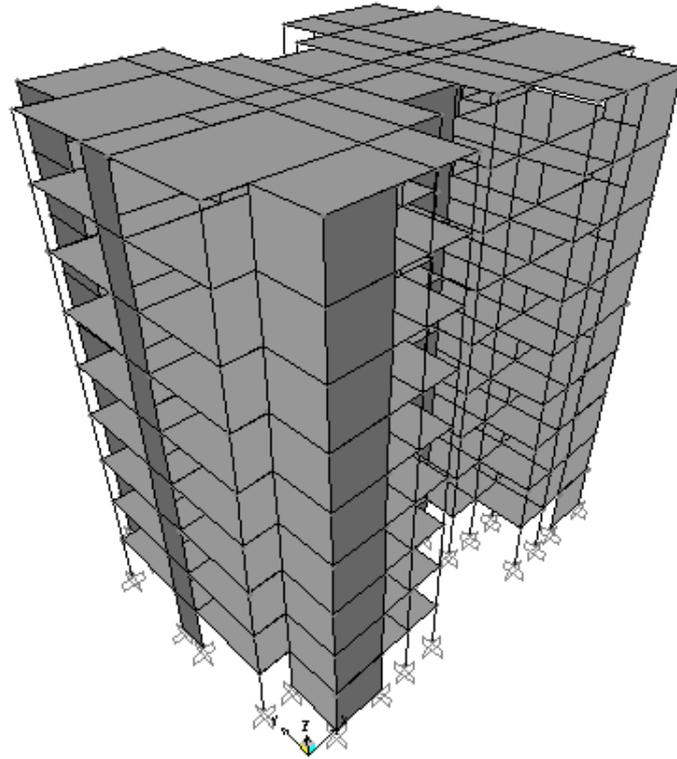


Figure5.1: Modélisation de la structure

5.5 Disposition des voiles :

La période de la structure est déterminée après la modélisation de la structure sur logiciel de calcul **SAP2000** .Cette période doit être inférieure ou égale à **1,3T empirique** dans les deux sens.

La structure modélisée par le logiciel **SAP2000** a été renforcée par des voiles pour chaque position et après Chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions, on note la valeur de la période propre. Plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit :

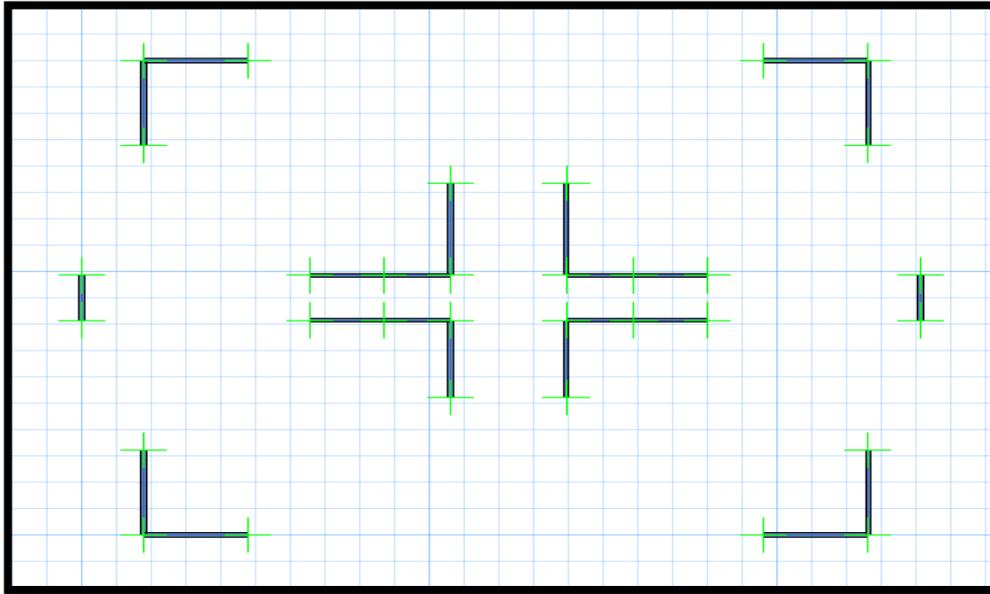


Figure 5.2 : Disposition des voiles

5.6 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du **RPA99V2003 :**

$$V \text{ Dynamique} > 80\% V \text{ Statique}$$

Avec :

V dynamique : la résultante des forces sismique à la base.

V statique : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique Equivalente.

5.7 La Méthode Statique équivalente:

D'après l'article (4-2-3 du RPA99/V2003), l'effort sismique équivalent (**V**) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (**x, y**) est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone

- Q : Facteur de qualité
- R : Coefficient de comportement de la structure
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen
- W : Poids total de la structure

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Ouvrage courant ou importance moyen on a : **group d'usage : 2**

La classification sismique de la WILAYA de **TLEMEN** : **Zone I**

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient: **A = 0,10 (Tableau 4-1 RPA99V2003)**

❖ **Coefficient de comportement (R) :**

Il tenir en compte la non linéarité et il est en fonction de système de contreventement, dans notre structure on a un système portiques contreventés par des voiles en béton armé ce qui implique que **R = 4** d'après le **(Tableau 4-3 RPA99/V2003)**.

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Le facteur d'amplification dynamique moyen « D » dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

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

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

Ou (ξ) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du Type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on a des portiques en béton armé (remplissage dense) : $\xi=7\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{CV}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

Du RPA99/V2003.

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du tableau

$$(4.7) \quad \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ s} \\ T2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$$

T : la période fondamentale de la structure donnée par la formule suivant :

$$T = \min \left(Ct \cdot hN^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot hN}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

hN : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$hN = 27,54 \text{ m}$$

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.

CT : 0,05 ; d'après (tableau 4.6 ; RPA99V2003)

- **D** : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$DX : \text{Dimension du bâtiment suivant (X)} \quad \longrightarrow \quad DX = 24,44 \text{ m}$$

$$DY : \text{Dimension du bâtiment suivant (Y)} \quad \longrightarrow \quad DY = 20,33 \text{ m}$$

- **-Sens -x- :**

$$T(x) = \min \left(0,05 \cdot 27,54^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot 27,54}{\sqrt{24,44}} \right)$$

$$T(x) = \min (0,60 ; 0,50) \quad \longrightarrow \quad T(x) = 0,50 \text{ s}$$

- **-Sens -y- :**

$$T(y) = \min \left(0,05 \cdot 27,54^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot 27,54}{\sqrt{20,33}} \right)$$

$$T(y) = \min (0,60 ; 0,55) \quad \longrightarrow \quad T(y) = 0,55 \text{ s}$$

- **Remarque :**

Tableau5.1 : Période choisie pour le calcul du D

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est:
$T \text{ analytique} \leq T \text{ empirique}$	$T = T \text{ analytique}$
$T \text{ empirique} < T \text{ analytique} < 1,3 T \text{ empirique}$	$T = T \text{ empirique}$
$T \text{ analytique} \geq 1,3 T \text{ empirique}$	$T = 1,3 T \text{ empirique}$

Avec : T analytique = 1,05 s (avant la disposition des Voiles) :

$$T (\text{analytique}) = 1,05 \text{ s} \geq 1,3 T(x \text{ empirique}) = 0,65 \text{ s} \quad \text{ou} \quad T (x \text{ majoré}) = 1,3 \times 0,50 = 0,65 \text{ s}$$

$$T (\text{analytique}) = 1,05 \text{ s} \geq 1,3 T (y \text{ empirique}) = 0,715 \text{ s} \quad \text{ou} \quad T (Y \text{ majoré}) = 1,3 \times 0,55 = 0,715 \text{ s}$$

Donc :

- **Suivant le sens x** : $T(x \text{ majoré}) = 0,65 \text{ s}$

$0,4 \text{ s} \leq T \leq 3,0 \text{ s}$:

$$Dx = 2,5\eta \times \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3}$$

$$Dx = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,65}\right)^{2/3} \longrightarrow Dx = 1,59$$

- **Suivant le sens y** : $T(Y \text{ majoré}) = 0,715 \text{ s}$

$0,4 \text{ s} \leq T \leq 3,0 \text{ s}$:

$$Dy = 2,5\eta \times \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3}$$

$$Dy = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,715}\right)^{2/3} \longrightarrow Dy = 1,50$$

❖ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Avec :

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non

Tableau5.2 : Les critères de qualité (Q)

Critères	Q	
	Sens x	Sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

$$Qx = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,10) \longrightarrow Qx = 1,20$$

$$Qy = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,10) \longrightarrow Qy = 1,20$$

❖ **Poids total de la structure(W) :**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $i=1$ jusque $i=n$

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times w_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

w_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, ($\beta= 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

Les poids de la structure ont été calculés par le logiciel **SAP2000**, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau5.3 : Poids des différents niveaux

Niveau	Hauteur	Poids
RDC	3,06	537,165
1	6,12	526,791
2	9,18	517,507
3	12,24	508,224
4	15,3	500,033
5	18,36	491,843
6	21,42	484,744
7	24,48	477,645
8	27,54	387,389

Le poids total de la structure : $W_T = 4431,341$ (t) \longrightarrow $W_T = 44313,41$ (KN)

5.7.1 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$V_X = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,10 \times 1,59 \times 1,20}{4} \times 44313,41 \longrightarrow V_X = 2113,75 \text{ (KN)}$$

$$V_Y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,10 \times 1,50 \times 1,20}{4} \times 44313,41 \longrightarrow V_Y = 1994,12 \text{ (KN)}$$

5.7.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique totale (**V**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule (4-11 du RPA99/ V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0,07 \times T \times V \quad ; (F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s)$$

On a :

- $T_x < 0,7s \quad \longrightarrow \quad F_{tx} = 0$
- $T_y > 0,7s \quad \longrightarrow \quad F_{ty} = 0,07 \times 0,715 \times 1994,12 = 99,805 \text{ (KN)}$

La répartition des efforts sismiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau suivant :

Tableau5.4 : Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure

Niveau	Fx (KN)	Fy (KN)
RDC	53,236	47,709
1	104,415	93,575
2	153,863	137,889
3	201,469	180,555
4	247,778	222,056
5	292,464	262,103
6	336,283	301,373
7	378,695	339,382
8	345,529	309,658

5.8 Période et participation massique :

Il faudra que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens :

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	0,521965	0,67303	0,000001142	0,000000181	0,67303	0,000001142
MODAL	Mode	2	0,509688	0,000001919	0,65036	0,0000001966	0,67303	0,65036
MODAL	Mode	3	0,482934	0,000002508	0,02282	0,00000007618	0,67304	0,67318
MODAL	Mode	4	0,135756	0,19369	0,000004053	0,000001384	0,86673	0,67318
MODAL	Mode	5	0,133767	0,000005308	0,19011	0,000002283	0,86673	0,86329
MODAL	Mode	6	0,122534	0,00001234	0,00114	0,00000001868	0,86675	0,86444
MODAL	Mode	7	0,079746	0,0000009387	0,0000007271	0,05372	0,86675	0,86444
MODAL	Mode	8	0,079562	0,000000937	0,0000001131	0,04535	0,86675	0,86444
MODAL	Mode	9	0,078324	0,0000006673	0,0000007953	0,05369	0,86675	0,86444
MODAL	Mode	10	0,078125	0,0000006925	0,0000001267	0,04467	0,86675	0,86444
MODAL	Mode	11	0,068814	0,00006808	0,00000008122	0,0761	0,86682	0,86444
MODAL	Mode	12	0,066721	0,00009877	0,00000003246	0,0611	0,86692	0,86444
MODAL	Mode	13	0,064955	0,0000006892	0,00143	0,00000002667	0,86692	0,86587
MODAL	Mode	14	0,064537	0,0019	0,00000003256	0,02411	0,86881	0,86587
MODAL	Mode	15	0,063235	0,00005506	0,06427	0,00001173	0,86887	0,93014
MODAL	Mode	16	0,063057	0,06475	0,00005937	0,00169	0,93362	0,9302
MODAL	Mode	17	0,060129	0,00000128	0,00021	0,000001598	0,93362	0,9304
MODAL	Mode	18	0,059931	0,00036	0,00000001975	0,05231	0,93398	0,9304
MODAL	Mode	19	0,057094	0,00001072	0,0005	0,000001119	0,93399	0,9309
MODAL	Mode	20	0,0549	0,000001986	0,0000001727	0,26285	0,93399	0,9309

Tableau5.5 : Périodes et participation massique modale du modèle finale (donné parSAP2000)

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy').
- Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (xx').
- Le 3^{ème} mode de torsion.

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique (**Art (4.2.4)**) :

D'après les résultats de **SAP2000** on constate que :

La période dynamique **T= 0,521s**, par contre :

- **Sens x** : $1,3T_{\text{empirique}} = 0,65\text{s}$.
- **Sens y** : $1,3T_{\text{empirique}} = 0,715\text{s}$.

Donc : la condition du **RPA99/V2003** est :

- **Sens x** : $T = 0,521\text{s} < 1,3T_{\text{empirique}} = 0,65\text{s}$ **condition vérifiée**
- **Sens y** : $T = 0,521\text{s} < 1,3T_{\text{empirique}} = 0,715\text{s}$ **condition vérifiée**

5.9 Méthode d'analyse modale spectrale :

5.9.1 Spectre de réponse de calcul :

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant (**art 4-13 du RPA 99/V2003**) :

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \left(2,5n \left(\frac{Q}{R}\right) - 1\right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{3/5} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0\text{s} \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/V2003

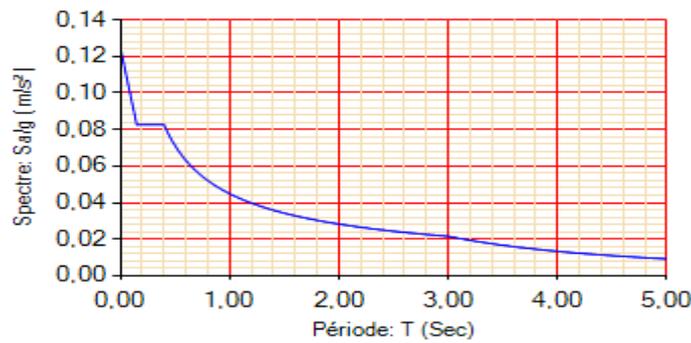


Figure 5.3 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE)

5.10 Justification de la sécurité :

5.10.1 Vérification du coefficient de comportement R :

Pour un système portiques contreventés par des voiles en béton armé $R=4$, on doit Vérifier la condition suivant :

Les voiles $\rightarrow \frac{V_{voile}}{V_{global}} \leq 100\%$

- V global : L'effort tranchant de la structure global
- V voiles : L'effort tranchant des voiles

D'après **SAP2000** :

❖ Sens -x- :

$$V_x \text{ global} = 2182,243 \text{ KN}$$

$$V_x \text{ voiles} = 1946,487 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{voile}}{V_{global}} = 0,89 \quad \longrightarrow \quad 89\% \leq 100\% \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens -y- :

$$V_y \text{ global} = 2058,72 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ voiles} = 1424,45 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{voile}}{V_{global}} = 0,70 \quad \longrightarrow \quad 70\% \leq 100\% \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : Les conditions sont vérifiées suivant les deux directions x et y ; Donc on garde le coefficient de comportement $R=4$.

5.10.2 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de **RPA99/V2003**, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le (**RPA99/V2003;(Article 7.4.3.1)**) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{B \times f_{c28}} < 0,30$$

Avec :

- Nd : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique
- B : La section transversale des poteaux
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau5.6 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit

Niveau	B (m ²)	Nd(MN)	V	Remarque
RDC	50*50	1,869	0,299	CV
1	45*45	1,444	0,285	CV
2	45*45	1,358	0,268	CV
3	40*40	1,002	0,250	CV
4	40*40	0,956	0,239	CV
5	35*35	0,701	0,228	CV
6	35*35	0,648	0,211	CV
7	30*30	0,464	0,206	CV
8	30*30	0,398	0,176	CV

Remarque : L'effort normal réduit est Vérifié à tous les niveaux.

5.10.3 Vérification vis-à-vis des déformations :

D'après le **RPA99/Version2003** ; Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec :

$\delta(ek)$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux

Sens (x, y) → (Les déplacements sont calculés par logiciel **SAP2000**)

$$\delta(k) = \delta(ek) \times R$$

R : Coefficient de comportement (R = 4)

$\Delta(k)$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x, y)

$$\Delta(k) = \delta(k) - \delta(k-1) \longrightarrow \Delta(k) \leq 1\% (he)$$

he : La hauteur de chaque niveau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau5.7 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens x

Niveau	$\delta(ek)$ (cm)	$\delta(k)$ (cm)	$\Delta(k)$ (cm)	1%(he) (cm)	Remarque
RDC	0,0268	0,1072	0,1072	3,06	CV
1	0,0802	0,3208	0,2136	3,06	CV
2	0,1523	0,6092	0,2884	3,06	CV
3	0,2375	0,95	0,3408	3,06	CV
4	0,3304	1,3216	0,3716	3,06	CV
5	0,4272	1,7088	0,3872	3,06	CV
6	0,5236	2,0944	0,3856	3,06	CV
7	0,6177	2,4708	0,3764	3,06	CV
8	0,7076	2,8304	0,3596	3,06	CV

Tableau5.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens y

Niveau	$\delta(ek)$ (cm)	$\delta(k)$ (cm)	$\Delta(k)$ (cm)	1%(he) (cm)	Remarque
RDC	0,0241	0,0964	0,0964	3,06	CV
1	0,074	0,296	0,1996	3,06	CV
2	0,1416	0,5664	0,2704	3,06	CV
3	0,2216	0,8864	0,32	3,06	CV
4	0,3088	1,2352	0,3488	3,06	CV
5	0,3995	1,598	0,3628	3,06	CV
6	0,4895	1,958	0,36	3,06	CV
7	0,5769	2,3076	0,3496	3,06	CV
8	0,6598	2,6392	0,3316	3,06	CV

Remarque: On voit bien à travers de ce deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centimètre de la hauteur d'étage.

5.10.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dues aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta(k) = \frac{p(k) \times \Delta(k)}{V(k) \times h(k)} \leq 0,10$$

Mais :

▪ Si : $0,10 \leq \theta(K) \leq 0,20$ \longrightarrow Amplifiant les effets de P-Delta de : $1 / (1 - \theta K)$

▪ Si : $\theta(K) \geq 0,20$ \longrightarrow Structure instable et doit être redimensionnée.

$p(K)$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P(K) = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes \longrightarrow (Déjà calculé).

W_{Qi} : Charge d'exploitation \longrightarrow (Déjà calculé).

β : Coefficient de pondération, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

$V(K)$: Effort tranchant d'étage au niveau (k) \longrightarrow ($V(K)$ est calculé par logiciel

SAP2000).

$\Delta(k)$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens

(x, y). \longrightarrow (Déjà calculé).

$h(k)$: La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau5.9 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-)

Niveau	h(k) (cm)	P(k) (KN)	Sens x			Observation $\leq 0,10$
			$\Delta(k)$ (cm)	V(k) (KN)	$\theta(k)$	
RDC	306	44313,41	0,1072	2113,75	0,0074	CV
1	306	38941,76	0,2136	2060,496	0,0132	CV
2	306	33673,85	0,2884	1956,081	0,0162	CV
3	306	28498,78	0,3408	1802,218	0,0176	CV
4	306	23416,54	0,3716	1600,749	0,0178	CV
5	306	18416,21	0,3872	1352,971	0,0173	CV
6	306	13497,78	0,3856	1060,507	0,0161	CV
7	306	8650,34	0,3764	724,224	0,0147	CV
8	306	3873,89	0,3596	345,529	0,0132	CV

Tableau5.10 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-)

Niveau	h(k) (cm)	P(k) (KN)	Sens y			Observation ≤ 0,10
			Δ(k) (cm)	V(k) (KN)	θ(k)	
RDC	306	44313,41	0,0964	1894,330	0,0074	CV
1	306	38941,76	0,1996	1846,591	0,0137	CV
2	306	33673,85	0,2704	1753,016	0,0169	CV
3	306	28498,78	0,32	1615,127	0,0184	CV
4	306	23416,54	0,3488	1434,572	0,0186	CV
5	306	18416,21	0,3628	1212,516	0,0180	CV
6	306	13497,78	0,36	950,416	0,0167	CV
7	306	8650,34	0,3496	649,040	0,0152	CV
8	306	3873,89	0,3316	309,658	0,0135	CV

Remarque : D'après les deux tableaux on remarque que la condition $\theta(k) \leq 0,10$ est satisfaite donc les effets P_{Δ} peuvent être négligés.

5.10.5 Vérification de la stabilité de la structuré vis-à-vis le renversement :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. On doit vérifier la condition suivante :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Ensemble des charges gravitaires
- M : Moment de renversement
- $N = P + P \text{ semelles} + P \text{ remblais} \quad \longrightarrow \quad N = P + 10\% P = 1,1P$

P : effort normal global de la structure d'après le **SAP2000** : $P = 49442,595$ (KN)

$N = 1,1 \times P = 1,1 \times 49442,595 = 54386,8545$ (KN)

$M = \sum F_i \times h_i$

$B_x = 24,44$ m

$B_y = 20,33$ m

Avec :

- **Sens -X- :**

$M_x = \sum F_{ix} \times h_i = 39830,5182$ (KN.m)

▪ **Sens -Y- :**

$$M_y = \sum F_{iy} \times h_i = 35695,615 \text{ (KN.m)}$$

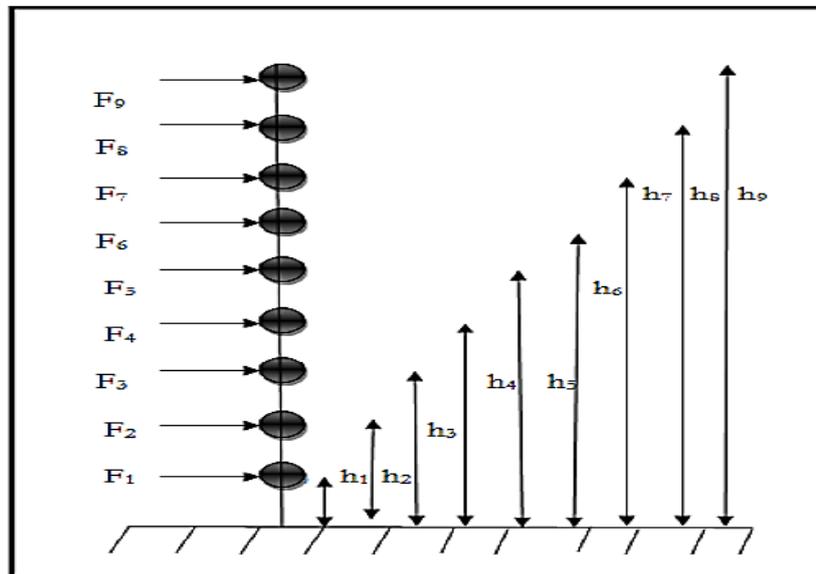


Figure5.4: Distribution les forces sismiques

❖ **Sens x :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_x}{4} \longrightarrow e_x = \frac{39830,5182 \times 10^{-3}}{54386,8545 \times 10^{-3}} \leq \frac{24,44}{4} \longrightarrow 0,7323 \leq 6,11 \longrightarrow \text{cv}$$

❖ **Sens y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} \leq \frac{B_y}{4} \longrightarrow e_y = \frac{35695,615 \times 10^{-3}}{54386,8545 \times 10^{-3}} \leq \frac{20,33}{4} \longrightarrow 0,6563 \leq 5,082 \longrightarrow \text{cv}$$

Remarque : On conclue que la structure est stable vis-à-vis le renversement.

5.11 Vérification de la résultante des forces sismiques :

D'après l'article (4-3-6) du RPA99/V2003, la résultante des forces Sismiques à la base V (dynamique), obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V (statique).

Tableau5.11 : Vérification de la résultante des forces

Sens	V statique	0,8Vstatique	V dynamique
X	2113,75	0,8 × 2113,75	2182,243
Y	1994,12	0,8 × 1994,12	2058,72

- **Sens x:** $V_{\text{dynamique}} = 2182,243 > 0,8V_{\text{statique}} = 1691 \longrightarrow$ **condition vérifiée**
- **Sens y:** $V_{\text{dynamique}} = 2058,72 > 0,8V_{\text{statique}} = 1595,196 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

5.12 Conclusion :

Dans ce étude dynamique on a opté pour la disposition des voiles qui donner les meilleurs résultats vis- à-vis des exigences du règlement algérien parasismique **(RPA99/Version2003)**.

On a effectué les différentes vérifications du modèle par rapport l'interaction voiles portiques, les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même

(Renversement, effort normal réduit, effet P- Δ ), ce qui nous permet de prendre ce modèle finale de **SAP2000** ; Et passer à l'étude et le calcul des éléments structuraux.

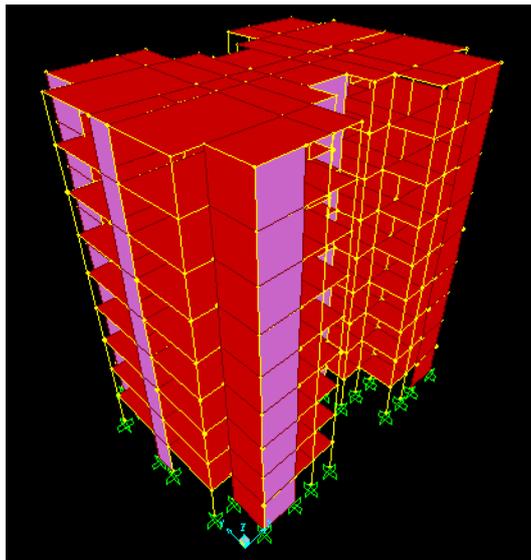


Figure5.5 : modèle finale par SAP2000

CHAPITRE 06 :
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

6.1 Introduction :

Dans ce chapitre, l'étude sera menée pour les éléments résistants de la structure, avec les détails de calcul des poteaux et des poutres.

La structure à étudier est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable, le calcul de la section d'armature dépend à la fois du moment fléchissant, et de l'effort normal, ces valeurs sont données par le logiciel **SAP2000**.

Le ferrailage sera fait conformément aux règles **CBA93**, **BAEL91** et le **RPA99V2003**.

Dont :

- Les poutres seront calculées en flexion simple
- Les poteaux seront calculés en flexion composée
- Les voiles seront calculées en flexion composée

6.2 Etude des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M).

6.2.1 Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le **B.A.E.L 91** :

- ✓ **ELU : $1,35G + 1,5Q$**
- ✓ **ELS : $G + Q$**

Combinaisons accidentelles selon le **RPA 99/V2003** :

- ✓ **$G + Q \pm E$**
- ✓ **$0,8G \pm E$**

6.2.2 Les sollicitations dans les poteaux :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$

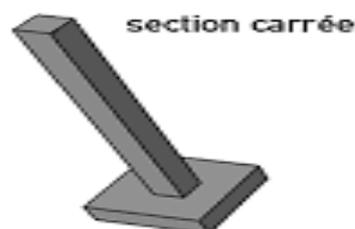


Figure6.1 : Type des poteaux étudiés

Tableau6.1 : Sollicitations maximales à ELU

Niveau	N max (MN)	M corres (MN)	M max(MN)	N corres(MN)
RDC	1,4951	0,0335	0,0538	0,9319
1 et 2 étage	1,2896	0,0263	0,0486	0,6618
3 et 4 étage	0,9241	0,0235	0,0465	0,4328
5 et 6 étage	0,6009	0,0212	0,0419	0,2361
7 et 8 étage	0,3049	0,0165	0,0367	0,0611

Tableau6.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E)

Niveau	N max(MN)	M corres (MN)	M max(MN)	N corres(MN)
RDC	1,1414	0,0224	0,0478	0,6285
1 et 2 étage	0,9841	0,0210	0,0451	0,3609
3 et 4 étage	0,7012	0,0209	0,0448	0,2053
5 et 6 étage	0,4505	0,0198	0,0397	0,1228
7 et 8 étage	0,2264	0,0060	0,0346	0,0320

Tableau6.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E)

Niveau	N max(MN)	M corres (MN)	M max(MN)	N corres(MN)
RDC	0,9921	0,0182	0,036	0,3339
1 et 2 étage	0,7286	0,0158	0,0353	0,2683
3 et 4 étage	0,4897	0,0150	0,0349	0,1504
5 et 6 étage	0,3149	0,0143	0,0305	0,0814
7 et 8 étage	0,1607	0,0127	0,0272	0,0227

Tableau6.4 : Sollicitations maximales à ELS

Niveau	N max(MN)	M corres(MN)	M max(MN)	N corres(MN)
RDC	1,0897	0,0222	0,0371	0,6823
1 et 2 étage	0,9402	0,0191	0,0354	0,4855
3 et 4 étage	0,6738	0,0169	0,0338	0,3168
5 et 6 étage	0,4385	0,0153	0,0306	0,1728
7 et 8 étage	0,2229	0,0119	0,0269	0,0448

6.2.3 Calcul du ferrailage :

6.2.3.1 Armatures longitudinales :

D'après le **RPA99/V2003 (article 7.4.2.1)** on a :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

$A_{\min} = 0,7\% \times \text{Section du béton (Zone I)}$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{\max} = 4\% \times \text{Section du béton (Zone courante)}$

$A_{\max} = 6\% \times \text{Section du béton (Zone de recouvrement)}$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- La zone nodale est constituée par le nœud (**poutre-poteaux**) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

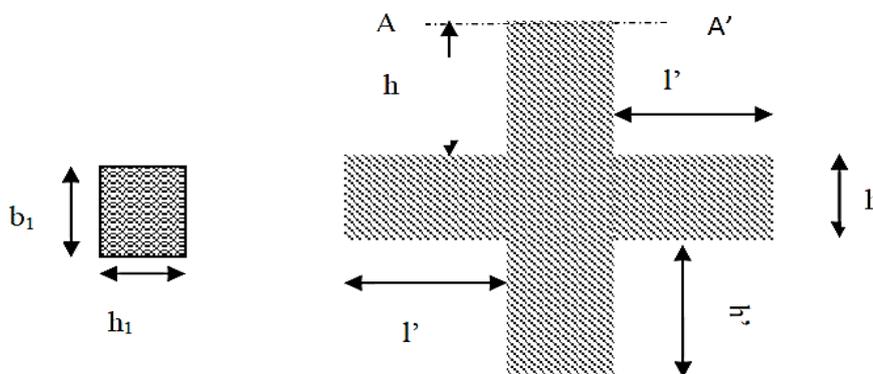


Figure 6.2 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

Poutre : $L' = 2 \times h$

Avec : h : Hauteur de la poutre

Tableau 6.5 : La longueur de la zone nodale pour les poutres

Poutre	
h (cm)	L' (cm)
40	80
35	70

Poteau: $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

Avec : b_1, h_1 : dimensions du poteau

h_e : La hauteur de l'étage

Tableau6.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux

Poteaux		
(a=b) (cm)	he(cm)	h' (cm)
50	306	60
45	306	60
40	306	60
35	306	60
30	306	60

❖ **Calcul de ferrailage :**

Par les formules de la flexion composée on va calculer les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel.

On prendra comme un exemple de calcul :

▪ **Le Poteau le plus sollicité du RDC à ELU :**

Avec : N (max) ; M (max)

Tableau6.7 : Les sollicitations du poteau RDC (N max, M cor)

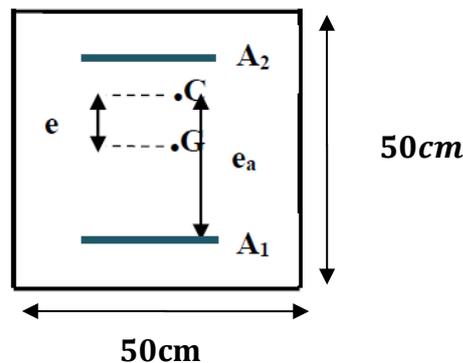
RDC	N max	M cor
ELU	1,4951	0,0335

Avec :

$$a = b = 0,50 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ;$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; d = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G



$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,0335}{1,4951} = 0,0224 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,083 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,267 \text{ m}$$

- **Moment fictive :**

$$Ma = Nu \times ea = 1,4951 \times 0,267 = 0,40 \text{ MN.m}$$

- **Vérification du domaine :**

$$Nu \times (d - d') - Ma = 0,1980 \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) \times b \times d^2 \times fbc = 0,3544 \dots\dots\dots (2)$$

(1) < (2) \longrightarrow **Domaine 2** : La section est partiellement comprimée avec armature inférieurs tendues.

$$\mu u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0,40}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,278 \leq ur = 0,392 \longrightarrow \text{section à simple}$$

Armateur

Les armatures supérieures : **A2=0**

Les armatures inférieures : A1 sont calculées par la formule :

$$A1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - Nu \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu u)}) \longrightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,278)}) = 0,417$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,417) = 0,375 \text{ m}$$

$$A1 = \frac{1}{348} \left(\frac{0,4}{0,375} - 1,4951 \right) = -12,31 \text{ cm}^2$$

Le béton seul à la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec Amin de (RPA 99 V2003).

- **Le Poteau le plus sollicité du RDC à l'accidentel :**

Avec : N (cor) ; M (max)

Tableau6.8 : Les sollicitations du Poteau RDC (M max, N cor)

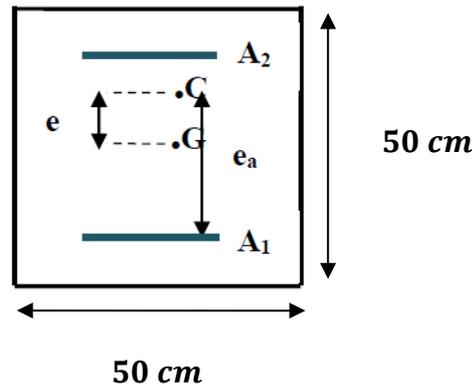
	M max	N cor
RDC	0,0538	0,9319

Avec :

$$a = b = 50 \text{ cm} ; Fe = 400 \text{ MPa} ; fc28 = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ;$$

$$fbc = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; d = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G



$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,0538}{0,9319} = 0,058 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,084 \text{ m}$$

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' = 0,258 \text{ m}$$

• **Moment fictive :**

$$Ma = N \times ea = 0,9319 \times 0,258 = 0,2041 \text{ MN.m}$$

• **Vérification du domaine :**

$$N \times (d - d') - Ma = 0,1686 \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) \times b \times d^2 \times fbc = 0,3544 \dots\dots\dots (2)$$

(1) < (2) → **Domaine 2** : La section est partiellement comprimée avec armature inférieurs tendues.

$$uU = \frac{Ma}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0,2041}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,143 \leq uR = 0,392 \rightarrow \text{section à simple}$$

Armateur

Les armatures supérieures : **A2=0**

Les armatures inférieures : A1 sont calculées par la formule :

$$A1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - N \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu u)}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,143)}) = 0,194$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,194) = 0,415 \text{ m}$$

$$A1 = \frac{1}{348} \left(\frac{0,2041}{0,415} - 0,9319 \right) = -12,64 \text{ cm}^2$$

Le béton seul à la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec Amin de (RPA 99 V2003).

Tableau6.9: Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Niveau	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N (correspondant))		
	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)	Section	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)	Section
RDC	-12,31	0	S.P.C	-12,64	0	S.P.C
1 et 2 étage	-15,63	0	S.P.C	-15,00	0	S.P.C
3 et 4 étage	-9,18	0	S.P.C	-8,86	0	S.P.C
5 et 6 étage	-15,30	0	S.P.C	-15,24	0	S.P.C
7 et 8 étage	-6,22	0	S.P.C	-3,26	0	S.P.C

a. Vérification des armatures longitudinales : D'après le RPA99/V 2003 :

- $A (\min) = 0,7\% \times S$
- $A (\max) = 3\% \times S$ (Zone courante).
- $A (\max) = 6\% \times S$ (Zone de recouvrement)

Avec :

S: La section du Béton.

Tableau6.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003

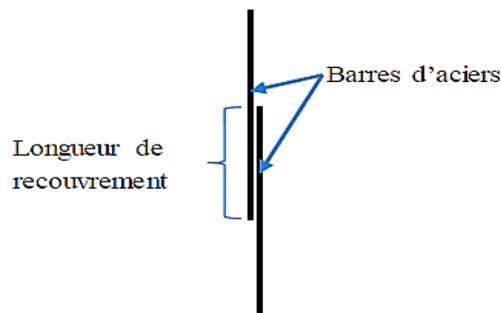
Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Z.C	Z.R
			A (max) (cm ²)	A (max) (cm ²)
Poteau (50×50)	2500	17,5	75	150
Poteau (45×45)	2025	14,175	60,75	121,5
Poteau (40×40)	1600	11,2	48	96
Poteau (35×35)	1225	8,575	36,75	73,5
Poteau (30×30)	900	6,3	27	54

b. Choix des armatures longitudinales :

On a ferrailé par le minimum exigé par le RPA99/Version2003, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.

Tableau6.11 : Ferrailages longitudinales adopté pour les Poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Armatures adopté		
		N×Ø	S (cm ²)	A1 (SAP2000)
RDC	50×50	12T16	24,12	25
1 et 2 étage	45×45	8T14 + 4T12	16,84	20,25
3 et 4 étage	40×40	8T14	12,32	16,00
5 et 6 étage	35×35	4T12 + 4T14	10,68	12,25
7 et 8 étage	30×30	8T12	9,03	9,00

c. Calcule des longueurs de recouvrement : D'après le **RPA99/version2003** :**Figure6.3:** Longueur de recouvrement

On a : $Lr \geq (40 \times \emptyset)$ \longrightarrow Zone (I)

Tableau6.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque Type d'acier

\emptyset (max) (mm)	Lr (calculé) (mm)	Lr (choix) (mm)
Ø16	640	700
Ø14	560	600
Ø12	480	500

6.2.3.2 Armatures transversales :**a. Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :**

D'après **RPA99/version2003**, La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Et on a : $\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d}$

Avec :

- τ_{bu} : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique
- V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée
- b : La largeur de la section étudiée
- d : La hauteur utile

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho d \times f_{c28}$$

Avec :

- $\rho d = 0,075 \longrightarrow \lambda g \geq 5$
- $\rho d = 0,04 \longrightarrow \lambda g < 5$

λg : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation Considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142$$

Tableau6.13 : Vérification spécifique sous sollicitations normales

Niveau	V (MN)	λg	ρd	(MPA)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPA)	Observation
RDC	0,02103	4,284	0,04	0,094	1	CV
Etage 1	0,02739	4,76	0,04	0,151	1	CV
Etage 2	0,03191	4,76	0,04	0,175	1	CV
Etage 3	0,02399	5,355	0,075	0,166	1,875	CV
Etage 4	0,02933	5,355	0,075	0,204	1,875	CV
Etage 5	0,02142	6,12	0,075	0,194	1,875	CV
Etage 6	0,02649	6,12	0,075	0,240	1,875	CV
Etage 7	0,01746	7,14	0,075	0,215	1,875	CV
Etage 8	0,02275	7,14	0,075	0,280	1,875	CV

b. Choix des armatures transversales : D'après RPA99/V2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times s_t}{h \times f_e}$$

Avec:

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul

h : Hauteur totale de la section brute

Fe : 400MPa

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

- $\rho_a = 2,50 \longrightarrow$ Si : $\lambda g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75 \longrightarrow$ Si : $\lambda g < 5$

St : L'espacement des armatures transversales :

- **Zone nodale** : $St \leq \text{Min} (10\varnothing 1 ; 15\text{cm}) \longrightarrow$ Zone (I)
- **Zone courante** : $St' \leq 15\varnothing 1 \longrightarrow$ Zone (I)

Avec : ($\varnothing 1$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

On adopte les espacements suivant :

- **Zone nodale** : $St \leq \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) \longrightarrow St \leq \text{min} (12 ; 15) \text{ cm}$

St = 10 cm

- **Zone courante** : $St' \leq (15 \times 1,2) \longrightarrow St' \leq 18 \text{ cm}$

St' = 15 cm

c. Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales $(\frac{At}{st \times b})$ est donnée comme suit :

- Si : $\lambda g \geq 5 \longrightarrow (\frac{At}{st \times b}) = 0,3 \%$
- Si : $\lambda g \leq 3 \longrightarrow (\frac{At}{st \times b}) = 0,8 \%$
- Si : $3 \leq \lambda g \leq 5 \longrightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

L'interpolation : Est une méthode simple pour estimer la valeur prise par les deux fonctions ;

On prend :

$$F(xa) = Ya \longrightarrow F(5) = 0,3 \% \text{ et } F(xb) = Yb \longrightarrow F(3) = 0,8 \%$$

On prend comme exemple de calcul le poteau du RDC :

$$(\lambda g = 4,284) ; (St = 10 \text{ cm}) ; (b = 50 \text{ cm})$$

$$F(x) = \frac{ya - yb}{xa - xb} \times (X) + \frac{(xa \times yb) - (xb \times ya)}{xa - xb}$$

$$F(x) = \frac{0,3 - 0,8}{5 - 3} \times (4,284) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5 - 3} = 0,48 \%$$

$$\frac{At}{st \times b} = 0,48 \%$$

$$At(\min) = 0,48 \% \times St \times b = (0,48 \%) \times 0,10 \times 0,50$$

$$At(\min) = 2,40 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau6.14 : Les armatures transversales des poteaux

Niveau	h (cm)	V (max) (MN)	λg	ρa	St (cm)	St' (cm)	At (cm ²)	At(min) (cm ²)	Choix
RDC	50	0,02103	4,284	3,75	10	15	0,40	2,40	4T10
Etage 1	45	0,02739	4,76	3,75	10	15	0,57	2,16	4T10
Etage 2	45	0,03191	4,76	3,75	10	15	0,66	2,16	4T10
Etage 3	40	0,02399	5,355	2,50	10	15	0,37	1,92	4T8
Etage 4	40	0,02933	5,355	2,50	10	15	0,46	1,92	4T8
Etage 5	35	0,02142	6,12	2,50	10	15	0,38	1,68	4T8
Etage 6	35	0,02649	6,12	2,50	10	15	0,47	1,68	4T8
Etage 7	30	0,01746	7,14	2,50	10	15	0,36	1,44	4T8
Etage 8	30	0,02275	7,14	2,50	10	15	0,47	1,44	4T8

6.2.3.3 Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93) :

On considère que les fissurations sont préjudiciables donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

- $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ avec : $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{tj}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$$

❖ Position de l'axe neutre :

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6nA_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

La détermination de e1 peut se faire par :

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \quad \text{ou} \quad e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p}$$

Puis on détermine :

$$X = \frac{h}{2} + e1 - e$$

Après :

$$S = \frac{bx^2}{2} + n A2 (x-d') - nA1 (d - x)$$

❖ **Calcul de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns \times x}{s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{nNs \times (d-x)}{s} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 6.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers

Niveau	p	q	e1	X	S	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
RDC	- 0,0626	- 0,045	0,413	0,6426	0,1102	6,35	28,56	Condition vérifiée
1 et 2 étage	- 0,0582	- 0,031	0,375	0,5796	0,08	6,81	30,78	Condition vérifiée
3 et 4 étage	- 0,041	- 0,021	0,324	0,4989	0,053	6,34	26,48	Condition vérifiée
5 et 6 étage	- 0,011	- 0,014	0,256	0,3961	0,028	6,20	19,05	Condition vérifiée
7 et 8 étage	0,018	- 0,048	0,346	0,4426	0,031	3,18	18,61	Condition vérifiée

Remarque : Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

6.2.4 Vérification au flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime (N_u) est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$Nd \leq N(\text{ultime}) = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.
- N_d : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau à ELU.
- A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

- Br : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie $\longrightarrow Br = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$
- α : Est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λg .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } : \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } : 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : $(\alpha = \frac{\alpha}{1,10})$

$$\lambda g : \text{L'élançement géométrique du poteau} \longrightarrow \lambda g = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

$$i(\min) : \text{Rayon de giration} \longrightarrow i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}} \quad (\text{Pour une section carrée})$$

- l_f : La longueur de flambement du poteau ; avec : $l_f = 0,7 \times l_0$
- l_0 : La hauteur libre du poteau
- a : La dimension du poteau.

Avec :

$(f_{c28} = 25\text{MPa}) ; (f_e = 400\text{MPa}) ; (\gamma_b = 1,5) ; (\gamma_s = 1,15)$.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

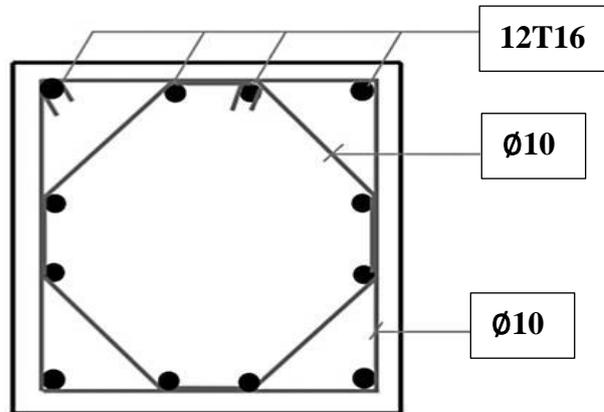
Tableau 6.16 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	a=b (m)	Br (m ²)	Lf (m)	i(min) (m)	λg	$\frac{\alpha}{1,10}$	As (cm ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
RDC	0,50	0,24	2,142	0,144	14,875	0,7457	24,12	3,9398	1,4951	CV
Etage 1	0,45	0,1936	2,142	0,129	16,604	0,7394	16,84	3,0839	1,2896	CV
Etage 2	0,45	0,1936	2,142	0,129	16,604	0,7394	16,84	3,0839	1,1024	CV
Etage 3	0,40	0,1521	2,142	0,115	18,626	0,7313	12,32	2,3732	0,9241	CV
Etage 4	0,40	0,1521	2,142	0,115	18,626	0,7313	12,32	2,3732	0,7594	CV
Etage 5	0,35	0,1156	2,142	0,101	21,208	0,7198	10,68	1,8083	0,6009	CV
Etage 6	0,35	0,1156	2,142	0,101	21,208	0,7198	10,68	1,8083	0,4515	CV
Etage 7	0,30	0,0841	2,142	0,086	24,907	0,7016	9,03	1,3130	0,3049	CV
Etage 8	0,30	0,0841	2,142	0,086	24,907	0,7016	9,03	1,3130	0,1632	CV

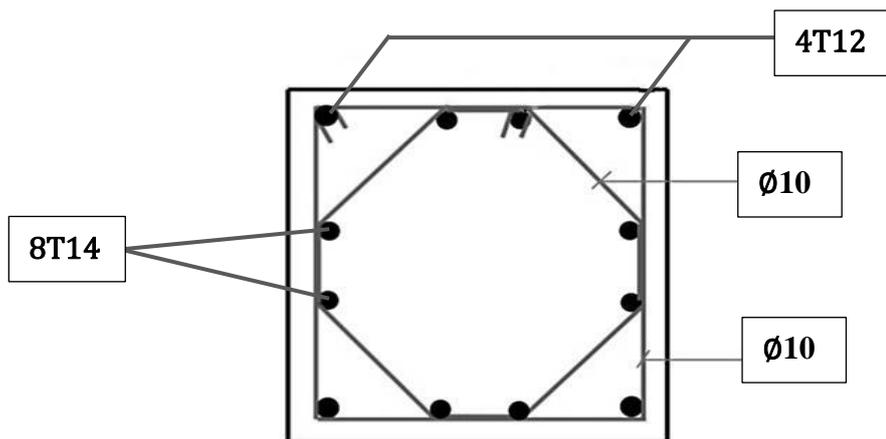
Remarque : Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

6.2.5 Schéma du ferrailage :

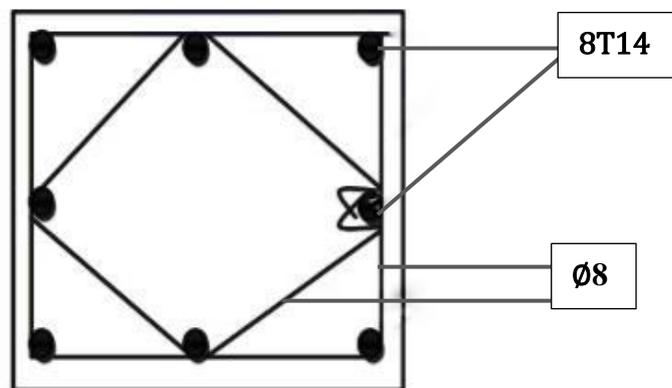
▪ **RDC :**



▪ **1 et 2 étage :**



▪ **3 et 4 étage :**



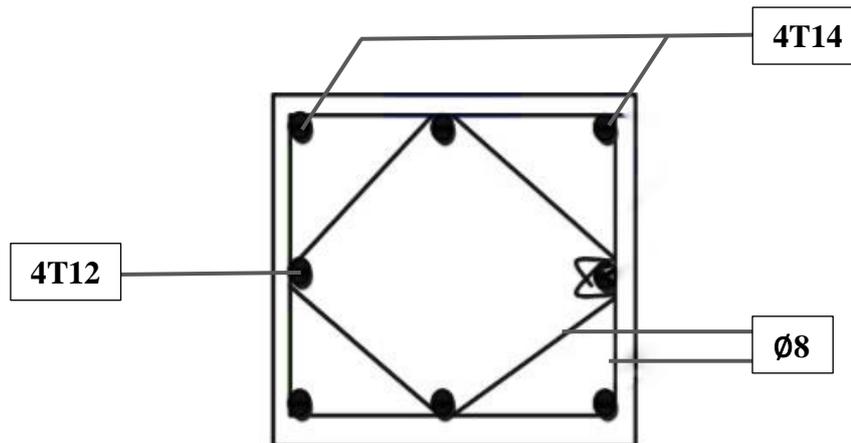
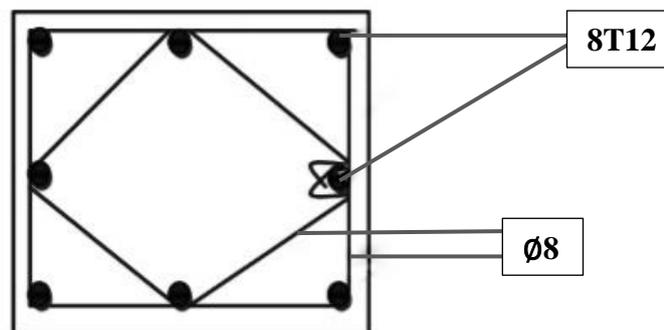
▪ 5 et 6 étage :▪ 7 et 8 étage :

Figure6.4 : Ferrailage des poteaux

6.3 Etude des Poutres :

6.3.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales.

L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres : **principales et secondaires**. Après la détermination Des sollicitations (**M, N, T**), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions

Données par le **RPA99/V2003** et celles données par le **BAEL99**.

6.3.2 Combinaisons des charges :

Selon (**BAEL 99**) : Les combinaisons fondamentales.

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

Selon (**RPA99/version 2003**) : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

6.3.3 Les recommandations du RPA99/V2003 :**a. Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A (\min) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A (\max) = (4\% \times \text{Section du béton}) \longrightarrow$ Zone courante.

$A (\max) = (6\% \times \text{Section du béton}) \longrightarrow$ Zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de : $Lr (\min) = 40 \times \emptyset \longrightarrow$ Zone (I)

Avec : (\emptyset) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $At = 0,003 \times St \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$St = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_1 \right)$: dans la zone nodale

$St \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du \emptyset_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.3.4 Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau6.17 : Sollicitations maximales dans les Poutres Principales

Section	ELU		ELS		Accidentelle		V(max) (KN)
	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	
30×40	110,62	57,02	80,29	46,68	85,77	48,01	129,565

Tableau6.18 : Sollicitations maximales dans les Poutres Secondaire

Section	ELU		ELS		Accidentelle		V(max) (KN)
	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	
30×35	47,37	30,39	34,59	22,54	48,27	39,48	60,769

6.3.5 Calcul de ferrailage :

On prend un exemple de calcul : « la poutre principale de rive situé au RDC ».

6.3.5.1 Armatures longitudinales :❖ **En travée :**▪ **ELU:**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,05702}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,103 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,103}) = 0,136$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,136) = 0,340 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,05702}{0,340 \times 347,83} = 4,82 \text{ cm}^2$$

Le choix en travée : **3T14+2T12=4,62+2,26 = 6,88 cm²**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max (b \times h / 1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / 400)$$

$$A_{st} \geq \max (30 \times 40 / 1000 ; 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400)$$

$$A_{st} \geq \max (1,2 ; 1,304) \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{st} \geq 1.304 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **ELS :**❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

❖ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s (d - x)}{I}$$

Tableau 6.19 : Vérification des contraintes en travée

	M_s (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
Poutre Principale	46,68	12,66	76509,66	σ_{bc}	7,72	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	CV
				σ_{st}	213,60	$\bar{\sigma}_{st}$	266,66	CV

❖ **En Appui :**▪ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,11062}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,2007 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2007}) = 0,282$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,282) = 0,319 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,11062}{0,319 \times 347,83} = 9,96 \text{ cm}^2$$

Le choix en travée : $3T14+3T16 = 4,62+6.03 = 10,65 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max (b \times h/1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/400)$$

$$A_{st} \geq \max (30 \times 40 /1000 ; 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400)$$

$$A_{st} \geq \max (1,2 ; 1,304) \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{st} \geq 1,304 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

▪ **ELS :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

❖ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I}$$

Tableau6.20 : Vérification des contraintes en appui

	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>X</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>σ</i> (MPa)		<i>σ̄</i> (MPa)		Observation
Poutre Principale	80,29	14,96	104199,10	<i>σ_{bc}</i>	11,52	<i>σ̄_{bc}</i>	15	CV
				<i>σ_{st}</i>	243,18	<i>σ̄_{st}</i>	266,66	CV

● **Armatures maximales : selon le RPA99 V2003 :**

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{zone de recouvrement.}$$

● **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \longrightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{Travée}) + A_{st}(\text{appui}) = 17,53 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

6.3.5.2 Armatures Transversale :

● **Calcul de Øt :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\begin{aligned} \Phi_t &\leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{tmin} ; \frac{b}{10} \right) \longrightarrow \Phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right) \\ \Phi_t &\leq \min (1,14 ; 1,2 ; 3) \longrightarrow \Phi_t \leq 1,14 \end{aligned}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm} \longrightarrow \phi 8$

- **Calcul des espacements entre les armatures :** Selon le RPA99/V2003 :

- **Zone nodale :**

$$t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{\text{imin}} ; 30\text{cm} \right) \longrightarrow St \leq \min (10 ; 14,4; 30) \longrightarrow St = 10 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$St' \leq \frac{h}{2} \longrightarrow St' \leq 20 \text{ cm} \longrightarrow St' = 15 \text{ cm}$$

6.3.6 Vérification des contraintes tangentielle :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition :

$$\tau u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \overline{\tau u}$$

Avec :

Vu : L'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\overline{\tau u} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) \longrightarrow \overline{\tau u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On prend un exemple de calcul : « la poutre secondaire de rive situé au RDC ».

6.3.6.1 Armatures longitudinales :

- ❖ **En travée :**

- **ELU :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,03093}{0,3 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times 14,17} = 0,0733 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0733}) = 0,0952$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,0952) = 0,303 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,03093}{0,303 \times 347,83} = 2,93 \text{ cm}^2$$

Le choix en travée : $3T12+2T12 = 3,39+2,26 = 5,65 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max (b \times h/1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/400)$$

$$A_{st} \geq \max (30 \times 35 /1000 ; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1/400)$$

$$A_{st} \geq \max (1,05 ; 1,14) \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

▪ **ELS :**❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

❖ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d - x)}{I}$$

Tableau6.21 : Vérification des contraintes en travée

	Ms (KN.m)	X (cm)	I (cm4)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	4,98	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	
Poutre Secondaire	22,54	10,81	48911,59	σ_{bc}	4,98	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	CV
				σ_{st}	143,08	$\bar{\sigma}_{st}$	266,66	CV

❖ **En Appui :**▪ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,04737}{0,3 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times 14,17} = 0,1123 \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1123}) = 0,149$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,149) = 0,296 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,04737}{0,296 \times 347,83} = 4,60 \text{ cm}^2$$

Le choix en travée : $3T12+2T12 = 3,39+2,26 = 5,65 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max (b \times h/1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/400)$$

$$A_{st} \geq \max (30 \times 35 /1000 ; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1/400)$$

$$A_{st} \geq \max (1,05 ; 1,14) \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

▪ **ELS :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}x^2+n \times A_{sc} \times (x-d') -n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x-d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d-x)^2$$

❖ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I}$$

Tableau6.22: Vérification des contraintes en appui

	Ms (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
Poutre secondaire	34,59	10,81	48911,59	σ _{bc}	4,98	σ̄ _{bc}	15	CV
				σ _{st}	143,08	σ̄ _{st}	266,66	CV

• **Armatures maximales : selon le RPA99 V2003 :**

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{zone de recouvrement.}$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \longrightarrow A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{Travée}) + A_{st}(\text{appui}) = 11,3 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

6.3.6.2 Armatures Transversale :

• **Calcul de Øt:**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right) \longrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min(1; 1,2; 3) \longrightarrow \phi t \leq 1$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm} \longrightarrow \phi 8$

- **Calcul des espacements entre les armatures :** Selon le RPA99/V2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}}; 30\text{cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min(8,75; 14,4; 30) \longrightarrow S_t = 8,75 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t' \leq 17,5 \text{ cm} \longrightarrow S_t' = 15 \text{ cm}$$

Tableau6.23 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutre	Vu(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	129,565	1,199	3,33	Condition vérifiée
Secondaire	60,769	0,643	3,33	Condition vérifiée

6.3.7 Tableau Récapitulatif :

Tableau6.24 : Ferrailage des poutres principales

	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A_{min} cm^2	Travée		Appuis		ϕ (mm)	S_t (cm)	S_t' (cm)
		$A_{\text{calculé}}$	choix	$A_{\text{calculé}}$	Choix			
RDC	6	4,82	3T14+2T12	9,96	3T14+3T16	$\phi 8$	10	15

Tableau6.25 : Ferrailage des poutres secondaires

	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A_{min} cm^2	Travée		Appuis		ϕ (mm)	S_t (cm)	S_t' (cm)
		$A_{\text{calculé}}$	choix	$A_{\text{calculé}}$	Choix			
RDC	5,25	2,93	3T12+2T12	4,60	3T12+2T12	$\phi 8$	8,75	15

6.3.8 Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :

La longueur de recouvrement : D'après le RPA99 version 2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$\emptyset = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\emptyset = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq L_2 + \frac{\emptyset}{2} + r$

Avec : r : Rayon de courbure $\longrightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA).

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$L_2 = L_s - (\alpha \times L_1) - (\beta \times r)$$

$$L_1 = 10\emptyset$$

(L_1 ; L_2) : Longueurs rectilignes.

L_s : Longueur de scellement droit. $\longrightarrow L_s = \frac{f_e \times \emptyset}{4 \times \tau_s'}$

τ_s' : Contrainte d'adhérence $\longrightarrow \tau_s' = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$

(ψ) : Coefficient d'ancrage $\longrightarrow \psi = 1,5$ pour les aciers (HA).

L'ancrage de la courbe ($\theta = 90^\circ$) $\longrightarrow (\alpha = 1,87)$; ($\beta = 2,19$)

($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($f_{t28} = 2,1 \text{ MP}$)

\emptyset (mm)	τ_s' (MPa)	L_s (mm)	L_1 (mm)	r (mm)	L_2 (mm)	L (mm) calculé	L (mm) choisie
$\emptyset 12$	2,835	423,28	120	66	54,34	126,34	130
$\emptyset 14$	2,835	493,82	140	77	63,39	147,39	150
$\emptyset 16$	2,835	564,37	160	88	72,45	168,45	170
$\emptyset 20$	2,835	705,46	200	110	90,56	210,56	220

Tableau 6.26 : Tableau d'ancrage des armatures

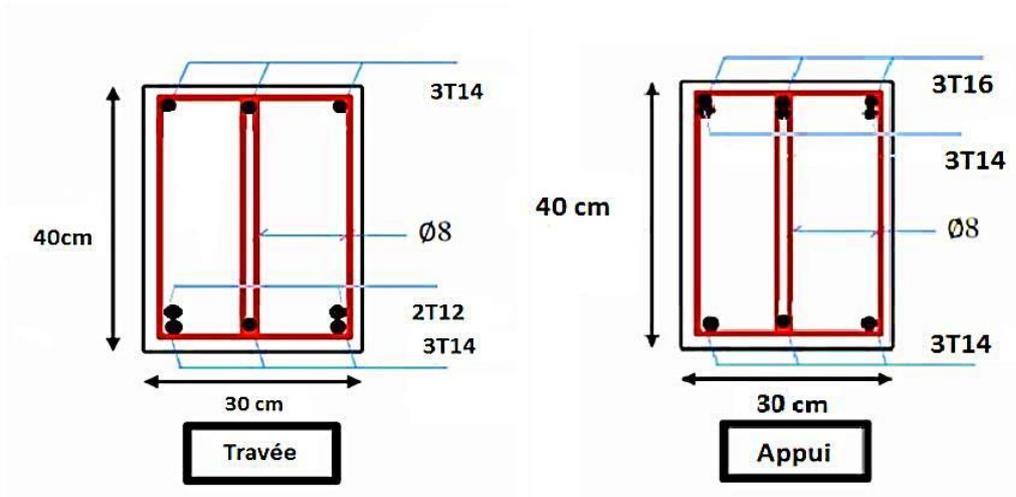
Tableau6.27 : Ferrailage des poutres

Poutres	Niveaux	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		Amin (cm^2) RPA99	Travée (cm^2)		Appuie (cm^2)		\varnothing_t (mm)	S (cm)	S' (cm)
			A trouvée	choix	A trouvée	Choix			
Poutres Principales (30 × 40)	RDC	6	4,82	3T14+2T12	9,96	3T14+3T16	Ø8	10	15
	1étage	6	4,80	3T14+2T12	7,82	3T14+3T16	Ø8	10	15
	2étage	6	4,85	3T14+2T12	8,05	3T14+3T16	Ø8	10	15
	3étage	6	4,91	3T14+2T12	8,32	3T14+3T16	Ø8	10	15
	4étage	6	4,98	3T14+2T12	8,52	3T14+3T16	Ø8	10	15
	5étage	6	5,07	3T14+2T12	8,71	3T14+3T16	Ø8	10	15
	6étage	6	5,15	3T14+2T12	8,83	3T14+3T16	Ø8	10	15
	7étage	6	5,23	3T14+2T12	8,97	3T14+3T16	Ø8	10	15
Poutres secondaires (30 × 35)	RDC	5,25	2,93	3T12+2T12	4,60	3T12+2T12	Ø8	8,75	15
	1étage	5,25	3,02	3T12+2T12	3,28	3T12+2T12	Ø8	8,75	15
	2étage	5,25	3,02	3T12+2T12	3,28	3T12+2T12	Ø8	8,75	15
	3étage	5,25	3,02	3T12+2T12	3,71	3T12+2T12	Ø8	8,75	15
	4étage	5,25	3,02	3T12+2T12	3,94	3T12+2T12	Ø8	8,75	15
	5étage	5,25	3,02	3T12+2T12	4,05	3T12+2T12	Ø8	8,75	15
	6étage	5,25	3,02	3T12+2T12	4,01	3T12+2T12	Ø8	8,75	15
	7étage	5,25	3,02	3T12+2T12	4,08	3T12+2T12	Ø8	8,75	15
8étage	5,25	3,02	3T12+2T12	3,63	3T12+2T12	Ø8	8,75	15	

6.3.9 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les poutres secondaires est illustré sur la figure ci-dessous:

◆ Poutre principale :



◆ Poutre secondaires :

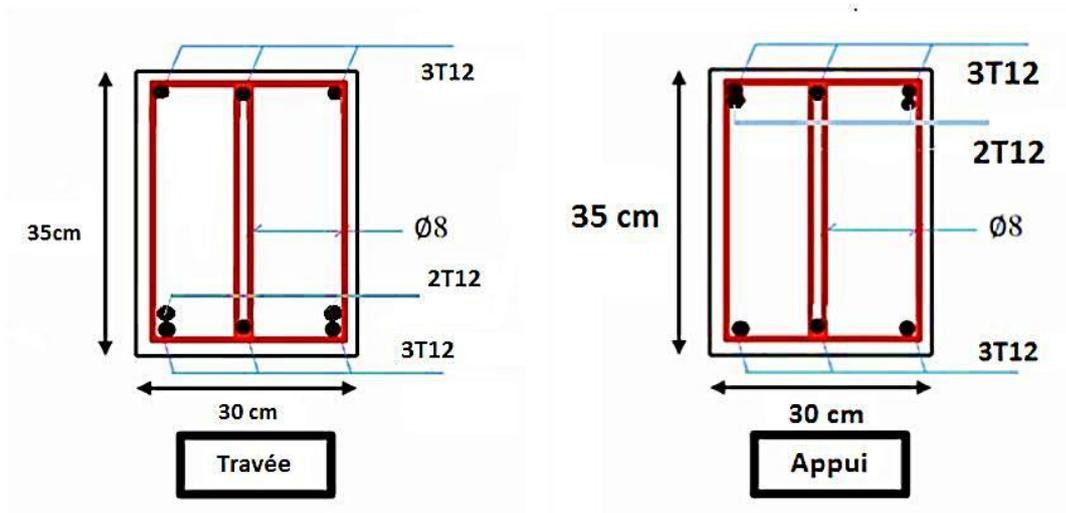


Figure6.5 : Ferrailage des poutres secondaires et des poutres principales

6.4 Etude des voiles :

6.4.1 Introduction :

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée.

Les avantages importants des voiles de contreventement par apport aux portiques sont :

- ◆ Dans un bâtiment les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.
- ◆ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- ◆ La grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales permet de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- ◆ Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voile ont de faibles déplacements latéraux qui permettaient de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.

6.4.2 les combinaisons :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes. Combinaisons fondamentales : **BAEL91**

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & (ELU) \\ 1G + Q & (ELS) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles : **RPA99V2003**

$$\begin{cases} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0.8G \pm Ex \\ 0.8G \pm Ey \end{cases}$$

Calcul des voiles Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%.
- ✓ En zone courante 0,10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1,5 a$ et $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- 40 Φ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts Est possible.
- 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges. [RPA99V2003, 7.7.4.3].

6.4.3 Détermination des sollicitations :

Les voiles seront calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression F et un moment de flexion, tirés à partir des fichiers résultats du **SAP 2000**.

Tableau 6.28 : Sollicitations dans les voiles de soutènement $E_p=15\text{cm}$

Combinaisons	F11 (KN)	M11 (KN.m)	F22 (KN)	M22 (KN.m)	Vmax (KN)
ELU	656,86	13,14	131,37	2,62	8.17
ELS	480,68	9,2	96,14	1,94	
G+Q±Ex	453,17	3,55	90,63	0,711	
G+Q±Ey	345,97	3,90	69,19	0,78	

6.4.4 Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \text{ Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

▪ **Etudes des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

1. Section entièrement comprimée « SEC ».
2. Section entièrement tendue « SET ».
3. Section partiellement comprimée « SPC ».

▪ **Méthode de RDM :**

On utilise dans cette méthode la formule de **NAVIER BERNOULLI**.

1. Section partiellement comprimée : (S P C) :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times v}{I}$$

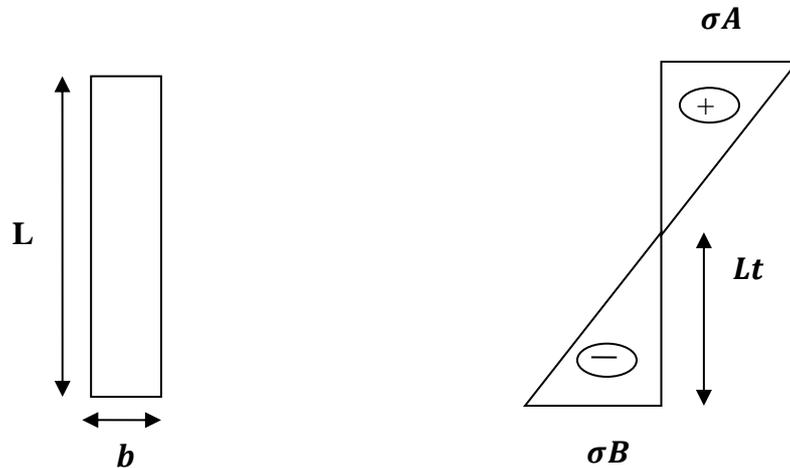


Figure6.6 : Section partiellement comprimée

A : surface

I : moment d'inertie

N : effort normal

M : moment de flexion

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

➤ **Si : M > 0** donc $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « Lt » en utilisant les triangles semblables :

$$tg\alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(\sigma_B + \sigma_A)} \rightarrow L_t = \frac{L\sigma_B}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0.5 \times \sigma_B \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires

est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

➤ **Si : M < 0** donc : $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$

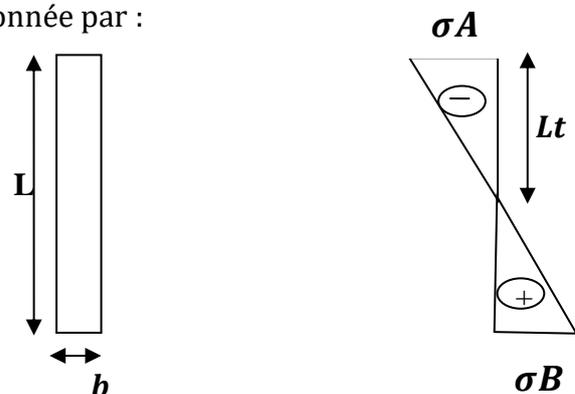


Figure6.7 : Section partiellement comprimée

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L + L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \sigma_A}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \times \sigma_A \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$

2. Section entièrement comprimée : (S E C) :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la qualité d'armatures nécessaire et exigée par le **RPA 99/V2003** (comme section minimale).

3. Section entièrement tendue : (S E T) :

Dans ce cas on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B) la longueur tendue est égale à « L »

$$L = L_t$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \left(\frac{3\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \times L \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

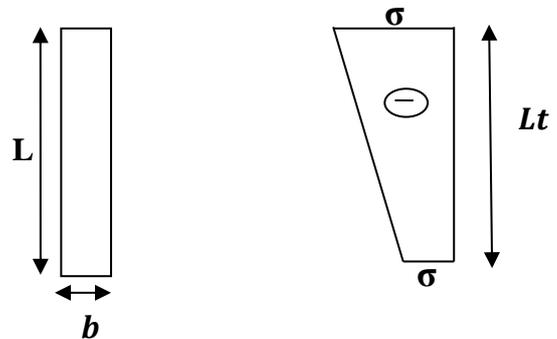


Figure 6.8 : Section entièrement tendue

6.4.5 Calcul de ferrailage voiles :

▪ Exemple de calcul des voiles :

$L = 3.5 \text{ m}$; $b = 0,15 \text{ m}$; $A = 0,525 \text{ m}^2$; $M = 13,14 \text{ KN.m}$; $N = 656,86 \text{ KN}$.

$$I = b \cdot h^3 / 12 = \frac{0,15 \times 3,5^3}{12} = 0,535 \text{ m}^4$$

$$\sigma_A = \sigma_A = \frac{656,86}{0,525} + \frac{13,14 \times 0,9974}{0,535} = 1272,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = \sigma_B = \frac{656,86}{0,525} - \frac{13,14 \times 0,9974}{0,535} = 1251,16 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{A,B} > 0$ donc section entièrement comprimée.

La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**.

- **Le ferrailage vertical :**

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : **7T10** de section **4,71 cm²/ml**

- **Le ferrailage horizontal :**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : **7T10** de section **4,71 cm²/ml**.

- **Espacement :**

D'après le **RPA 99 version 2003**, on a :

$$\text{Espaceur verticale et horizontale : } S \leq \min(1,5e; 30) \longrightarrow S \leq \min(22,5; 30\text{cm})$$

On prend : S = 20cm

- **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **L'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :**

La vérification de cisaillement se fait comme suite : selon **RPA99/version 2003** :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

d : la hauteur totale de la section brute. ($d = 0,9h$)

b_0 : Épaisseur du voile

V : effort tranchant $V = 1,4 \times V_u$

$$\tau_b = 0,016 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE 07 :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE
LES FONDATION

7.1 Introduction :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

7.2 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes Ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de Flexion ou de torsion.

- Des sollicitations dues au sol qui sont : des sollicitations verticales ascendantes ou Descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

- Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas Donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage .Des Tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements Différentielles sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

- Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure à la nature du sol Qui va supporter l'ouvrage .L'étude géologique, et géotechnique a pour but de préciser Le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaire pour fonder un ouvrage Donné sur un sol donné.

7.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ◆ Type de construction.
- ◆ Caractéristique du sol.
- ◆ Charge apportées par la structure.
- ◆ Solution économique et facilité de réalisation.
- ◆ Stabilité total des bâtiments.

7.3.1 Types de fondation :

- ✦ Les fondations profondes (des pieux)
- ✦ Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier)

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface de l'emprise du bâtiment.

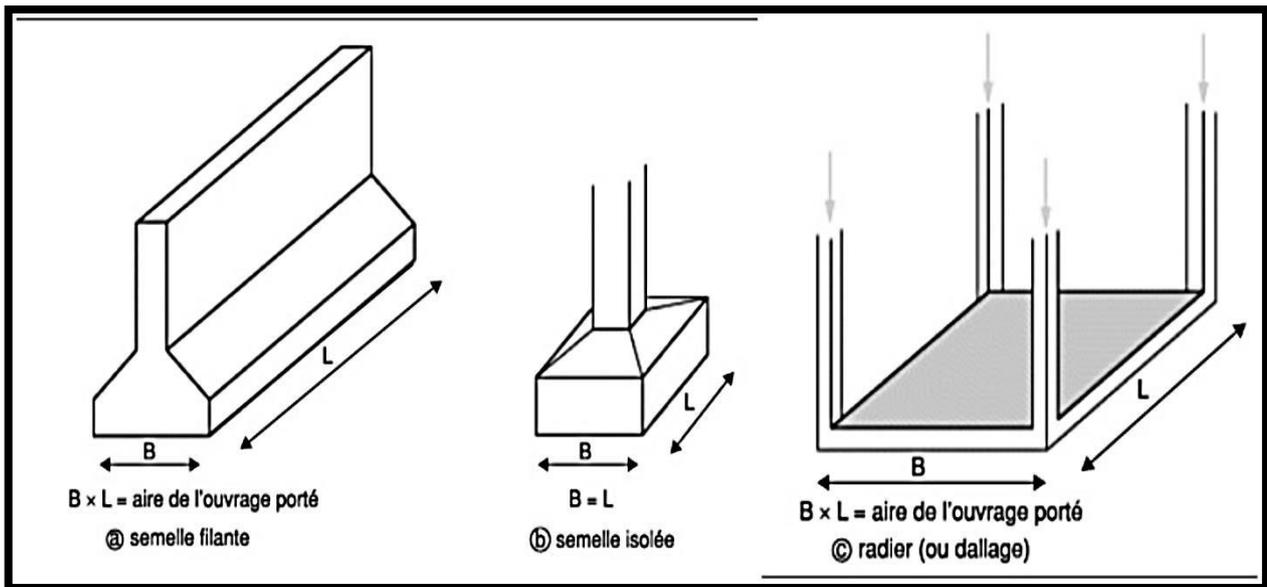


Figure7.1 : Types des fondations

7.3.2 Semelles isolées :

- En appelant A et B les cotes de la semelle aux cotes a et b du poteau, deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centre.
- la capacité portante du sol est de **2 bars**.
- Ceci nous amène a envisagé le type des semelles à utiliser qui sont des semelles isolées.
- L'étude se fait sur les semelles les plus sollicitées.
- Chaque semelle est soumise à un effort normal est un moment de flexion donc elle est étudiée en flexion composée.

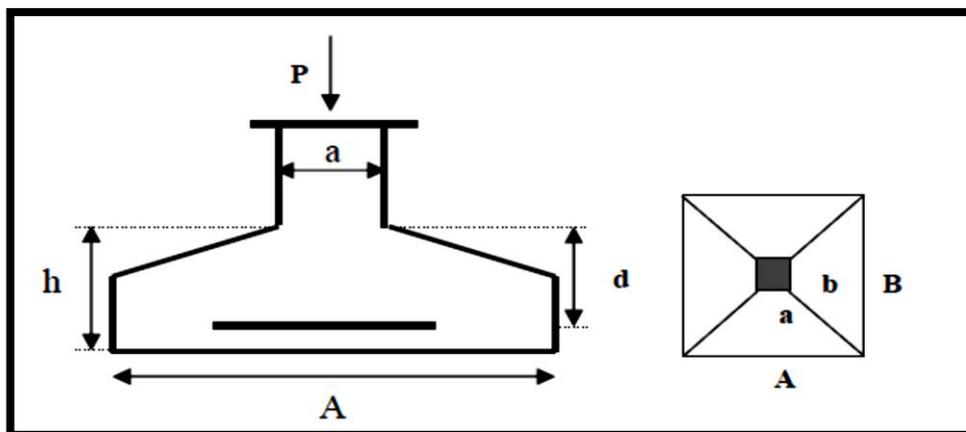


Figure7.2 : Semelle isolée

➤ **Pré dimensionnement :**

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et (a=b=50cm)

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{adm}}$$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec :

- (Ns) : Effort normal maximal à ELS obtenu par SAP2000 Ns= 1089,7KN
- (a ; b) : Les dimensions du poteau (a = b = 50cm)
- ($\overline{\sigma_{admissible}}$) : Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{adm}} = 0,2 MPa$
- (A ; B) : Les dimensions de la semelle isolée (A = B) Semelle carrée.

◆ **La dimension de la semelle isolée (A, B) :**

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{adm}} \longrightarrow \frac{1089,7 \times 10^{-3}}{A^2} \leq 0,2 \longrightarrow A^2 \geq \frac{1089,7 \times 10^{-3}}{0,2} = 5,44 \longrightarrow A \geq 2,33m$$

On adopte une semelle isolée de (3,5×3,5) m²

◆ **Vérification de chevauchement entre semelles isolées :**

On adopte la même section pour toutes les semelles.

La surface totale des semelles isolées ne doit pas dépasser la surface totale de bâtiment.

$$S_{semelle} = A \times B \times n = 3,5 \times 3,5 \times 40 = 490m^2$$

n: Nombre des poteaux dans la structure.

La surface total de la structure S= 363,016m²

$$S_{semelle} \geq S_{structure} \longrightarrow \text{C.N.V}$$

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

7.3.3 Semelle filante:

Les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise donc on doit éviter ce choix. Donc on a opté comme fondation un radier général, cause de l'importance d'ouvrage et la charge transmise.

On choisit une semelle filante située sous un portique le plus sollicité.

➤ **Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum Ni}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{adm}}$$

Avec :

$\sum Ni$: La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$N_s = 5640,5$ KN (donnée par SAP 2000).

L : La longueur de la file considérée $L = 24,44$ m

B : La largeur de la semelle filante.

$\overline{\sigma_{adm}}$: Contrainte admissible du sol admissible = 0,2 MPa

◆ **La largeur de la semelle filante :**

$$\frac{\sum Ni}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{adm}} \longrightarrow \frac{5640,5 \times 10^{-3}}{24,44 \times B} \leq 0,2 \longrightarrow B \geq \frac{5640,5 \times 10^{-3}}{24,44 \times 0,2} \longrightarrow B \geq 1,15m$$

On adopte une semelle filante de $(24,44 \times 2,00)$ m²

◆ **Vérification de chevauchement entre semelle filante :**

La même largeur ($B = 2,00$ m) pour toutes les semelles filantes de la structure :

$$S_{semelle} = L_{totale} \times B = 122,2 \times 2 = 244,4m^2$$

$$S_{batiment} = 363,016m^2$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$$

$$\frac{244,4}{363,016} = 67,32\% > 50\% \longrightarrow \text{C.N.V}$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, donc on adopte un radier nervuré pour notre structure.

7.3.4 Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- ✦ Aucune difficulté de coffrage.
- ✦ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✦ Rapidité d'exécution.

On a opté comme fondation un radier général, à cause de l'importance d'ouvrage et la charge transmises.

7.3.4.1 Etude du radier général :

◆ Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature .Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme de sol.

h_n : Hauteur des nervures.

h_d : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5,18 \text{ m}$)

◆ Epaisseur du radier : DTR BC 2.33 :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{518}{20} = 25,9$$

$$h_d \geq 25,9 \text{ cm}$$

$$h_d = 50 \text{ cm}$$

◆ Epaisseur de la nervure : DTR BC 2.33 :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{518}{10} = 51,8$$

$$h_n \geq 51,8 \text{ cm}$$

$$h_n = 90 \text{ cm}$$

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

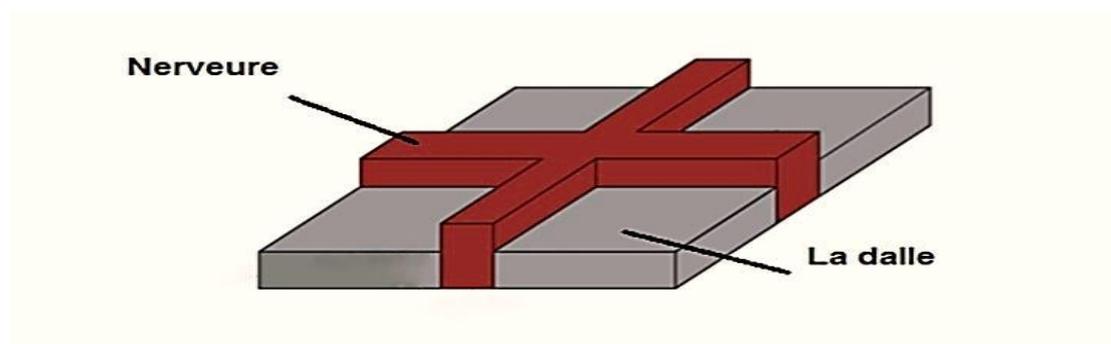


Figure7.3 : Schéma de dimension de radier

◆ **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \quad ; \quad \text{avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$)

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol ($K = 4,4 \text{ Kg/cm}^3 = 4,4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

$$I = \frac{b \times h_n^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 0,78$$

Donc : $h_n = 0,9 \text{ m}$

A partir des deux conditions on prend le max : $h_n = 0,9 \text{ m}$ On opte un $h_t = 1,00 \text{ m}$.

$I = 0,083 \text{ m}^4$, $L_e = 3,95 \text{ m}$

◆ **Vérification de condition :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \rightarrow 6,20 \text{ m} > 5,18 \text{ m} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On prend : $\begin{cases} h_n = 90 \text{ cm} \\ h_d = 50 \text{ cm} \end{cases}$

◆ **Calcul de débordement (D) :**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$D \geq 45 \text{ cm}$ On adopte : $D = 60 \text{ cm}$.

7.4 Vérification nécessaire :

7.4.1 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte du sol égale à $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$.

Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier ces deux conditions :

◆ **Condition 1 :**

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{b1} = K \times Z_{max}$$

Où :

K : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol :

$$K = 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 2 \rightarrow K = 4 \text{ Kg/cm}^3$$

Z_{max}: Déplacement maximal suivant Z, égal à 0,264 cm (ELS, **SAFE**),

$$\sigma_{b1} = 4 \times 0,264 = 1,04 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1,056$$

$$\text{bar} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

◆ **Condition 2 :**

$$\sigma_{b2} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{b2} = \frac{Fz}{S}$$

Où :

Fz : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par **SAFE** (Fz = 40068,616 KN).

S: Surface du radier, égale à 363,016 m².

$$\sigma_{b2} = \frac{40068,61 \times 10^2}{363,016 \times 10^4} = 1,10 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 1,1 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7.4.2 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)** on doit vérifier la condition :

$$Nu \leq 0,045 \times hn \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Nu : L'effort normal du poteau plus sollicité a l'état limite ultime, elle est tirée directement du **SAP2000** → Nu = 1444,32 KN.

u_u: Périmètre du centre cisailé, il est calculé comme suit :

$$u_u = 4 \times (a + h_n)$$

$$\text{Avec : } h_n : \text{l'épaisseur de la nervure} \rightarrow hn = 0,9\text{m}$$

$$a : \text{largeur de la nervure } a = 0,5\text{m}$$

$$u_u = 4 \times (0,9 + 0,5) = 5,6 \text{ m}$$

$$Nu \leq 0,045 \times 0,9 \times 5,6 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$Nu = 1444,32 \text{ KN} < 3780 \text{ KN} \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

7.4.3 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec : M : Moment de renversement suivant chaque direction (D'après **SAP2000**)

Ns : Effort normal total (Ns (superstructure) + Ns (Radier) + Ns (Remblai)).

$$N_s = 54,3868 \text{ MN}$$

B : Les dimensions du bâtiment suivant les deux directions.

♦ **Sens X-X :**

$$(M_x = 39,830 \text{ MN.m}) ; (N_s = 5,3868 \text{ MN}) ; (B_x = 24,44 \text{ m})$$

$$e = \frac{39,830}{54,3868} = 0,732 \text{ m} < \frac{24,44}{4} = 6,11 \text{ m}$$

♦ **Sens Y-Y :**

$$(M_y = 35,695 \text{ MN.m}) ; (N_s = 54,3868 \text{ MN}) ; (B_y = 20,33 \text{ m})$$

$$e = \frac{35,695}{54,3868} = 0,6563 \text{ m} < \frac{20,33}{4} = 5,08 \text{ m}$$

Remarque : il n'y a pas de risque de renversement.

7.4.4 Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut vérifier la stabilité du bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous pression,

$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s$$

Avec:

$$\gamma_w : \text{Poids volumique de l'eau } \gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$S_r : \text{La surface totale du radier } S_r = 363,016 \text{ m}^2$$

$$F_s : \text{C'est un coefficient de sécurité } F_s = 3$$

$$H : \text{La hauteur d'ancrage du bâtiment } H = 2 \text{ m}$$

Ns : Effort normal total (Ns (superstructure) + Ns (Radier) + Ns (Remblai)).

$$N_s = 46,997 \text{ MN}$$

$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s = 10 \times 10^{-3} \times 2 \times 363,016 \times 3$$

$$N_s = 21,7809 \text{ MN}$$

$$N_s = 46,997 \text{ MN} > 21,7809 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7.5 Différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « **SAFE** », on a obtenu les résultats suivants :

◆ **Sens x-x :**

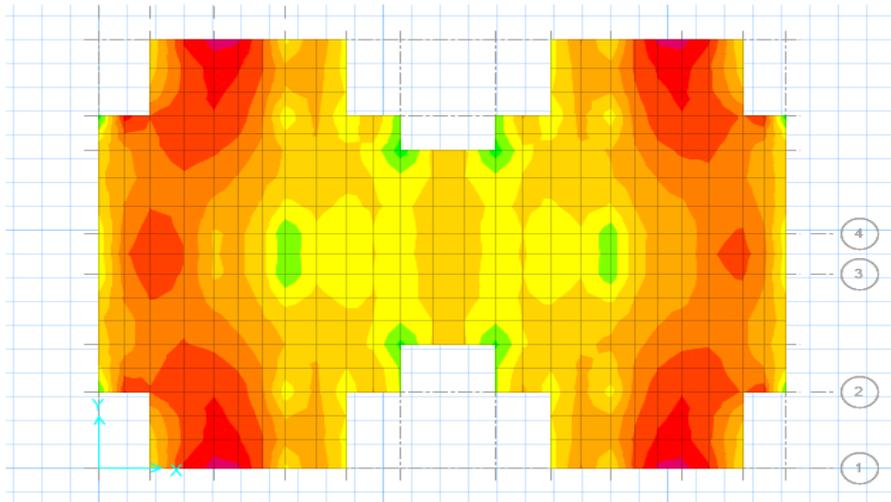


Figure7.4 : Moment M11 à l'ELU

◆ **Sens y-y :**

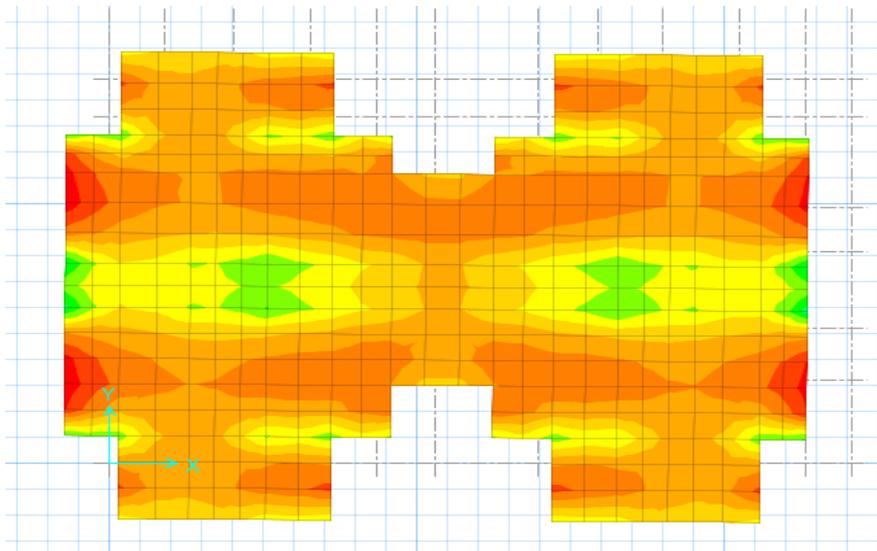


Figure7.5 : Moment M22 à ELU

Les différentes sollicitations du radier sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau7.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles

Sens	ELU		ELS	
	M (Travée) (KN.m)/ml	M (Appui) (KN.m)/ml	M (Travée) (KN.m)/ml	M (Appui) (KN.m)/ml
x-x	539,895	574,312	298,801	314,777
y-y	493,331	555,641	289,580	302,580

Tableau7.2 : Sollicitations maximales au niveau des nervures

Position	ELU	ELS
	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)
Appui	942,032	527,607
Travée	845,234	507,777

7.6 Calcul du ferrailage :

7.6.1 Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1 m.

a. Sens x-x :

▪ Calcul du ferrailage en travée :

Avec : $b = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{539,8954 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,188$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ ($f_e E_{400}$) Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,188)}) = 0,262$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,262) = 0,402 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{539,8954 \times 10^{-3}}{0,402 \times 347,826} = 38,54 \text{ cm}^2.$$

▪ Calcul du ferrailage en appui :

Avec : $b = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;

$\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{574,3122 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,2001$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,2001)}) = 0,2819$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,2819) = 0,3992 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{574,3122 \times 10^{-3}}{0,3992 \times 347,826} = 41,36 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b. Sens y-y:

▪ Calcul du ferrailage en travée :

Avec : $b = 1,00 \text{ ml}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$;
 $\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{49,3317 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,1718$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,1718)}) = 0,2374$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,2374) = 0,4072 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{493,3317 \times 10^{-3}}{0,4072 \times 347,826} = 34,83 \text{ cm}^2.$$

♦ Calcul du ferrailage en appui :

Avec : $b = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$;
 $\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{555,6419 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,1936$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc} = 0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,1936)}) = 0,2715$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,2715) = 0,4011 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu_{22}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{555,6419 \times 10^{-3}}{0,4011 \times 347,826} = 39,82 \text{ cm}^2.$$

♦ Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st_{min}} \geq \max \left(\frac{1 \times 0,5}{1000} ; \frac{0,23 \times 1 \times 0,45 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st \min} \geq \max(5; 5,43) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à $A_{st \min} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Travée :**

Sens x-x : $A_{st} = 38,54 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : $A_{st} = 34,83 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

▪ **Appui :**

Sens x-x : $A_{sa} = 41,36 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : $A_{sa} = 39,82 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

▪ **Choix d'armature :**

▪ **Travée :**

Sens x-x : $A_{st} = 9T16+9T14 = 18,10+13,85=42,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y : $A_{st} = 9T16+9T14 = 18,10+13,85=42,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Appui :**

Sens x-x : $A_{st} = 9T16+9T14 = 18,10+13,85=42,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y : $A_{st} = 9T16+9T14 = 18,10+13,85=42,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

7.6.1.1 Vérification de la dalle à l'ELS :

D'après (C.B.A.93), Le radier est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n} \times f_{t28}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Exemple de calcul :** On va prendre comme exemple de calcul, la travée (X-X)

$b = 1 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m} ; M_s (\text{Travée}) = 0,302 \text{ MN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$

$n = 15$ coefficient d'équivalence ; ($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 9T16 + 9T14 = 42,12 \text{ cm}^2$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 631,8(45 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2466,854 \quad x = 18,35 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Ast (d - x)^2 \quad I = 654680,504 \text{ cm}^4$$

◆ **Calcul des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 8,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

◆ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d-x)}{I} = 182,149 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 182,149 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau7.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers

Position		Ms(KN. m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	Béton		Aciers	
						σ_{bc} (MPa)	<15 (MPa)	σ_{st} (MPa)	<201.63 (MPa)
x-x	Travée	298,801	42,12	18,35	654680,504	8,36	vérifiée	182,149	vérifiée
	Appui	314,777	42,12	18,35	654680,504	8,81	Vérifiée	194,444	Vérifiée
y-y	Travée	289,580	42,12	18,35	654680,504	8,10	Vérifiée	178,967	Vérifiée
	Appui	302,580	42,12	18,35	654680,504	8,48	vérifiée	187,018	vérifiée

7.6.1.2 Vérification au cisaillement :

◆ **Sens x-x:**

$$\tau_u = \frac{Tu \text{ max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_c}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{844,184 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 1,87 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

◆ **Sens y-y:**

$$\tau_u = \frac{Tu \text{ max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = \frac{780,033 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 1,733 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau u} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7.6.1.3 Calcul de l'espacement :

D'après le (BAEL91) :

$$St \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \quad St \leq \min(40,5; 40) \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : $St = 15 \text{ cm}$.

7.6.2 Calcul de Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple, à l'ELU avec une section $(100 \times 0,90) \text{ cm}^2$

Avec : $b = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,9 \text{ m}$; $(d = 0,9 \times 0,90 = 0,81 \text{ m})$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $F_e = 400 \text{ Mpa}$;

$$\sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; \mu_R = 0,392$$

◆ Calcul du ferrailage en travée :

$$\mu_\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{845,234 \times 10^{-3}}{1 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,0909$$

$\mu_\mu < \mu_R = 0,392$ (FeE400) section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_\mu)})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0909)}) = 0,11934$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,11934) = 0,7713 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{845,234 \times 10^{-3}}{0,7713 \times 347,826} = \mathbf{31,50 \text{ cm}^2}$$

◆ Calcul du ferrailage en appui :

$$\mu_\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{942,032 \times 10^{-3}}{1 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,1013$$

$\mu_\mu < \mu_R = 0,392$ (FeE400) section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_\mu)})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,1013)}) = 0,1337$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,1337) = 0,7666 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{942,032 \times 10^{-3}}{0,7666 \times 347,826} = \mathbf{35,32 \text{ cm}^2}$$

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st\ min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,9}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,81 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st\ min} \geq \max(9; 9,78) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à $A_{st\ min} = 9,78 \text{ cm}^2$

- **Travée :** $A_{st} = 31,50 \text{ cm}^2/\text{ml} > 9,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **Appui :** $A_{sa} = 35,32 \text{ cm}^2/\text{ml} > 9,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

◆ **Choix d'armature :**

- **Travée :** $A_{st} = 18\text{T}16 = 36,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- **Appui :** $A_{st} = 18\text{T}16 = 36,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

7.6.2.1 Vérification de la dalle à l'ELS :

D'après (C.B.A.93), La nervure est soumise à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Exemple de calcul :** On va prendre comme exemple de calcul, la travée de la nervure

$b = 1 \text{ m}$; $h = 0,90 \text{ m}$; $d = 0,81 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$; M_s (Travée) = $0,507777 \text{ MN.m}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$;
 $n = 15$ coefficient d'équivalence ; ($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 18\text{T}16 = 36,2 \text{ cm}^2$.

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 543(81 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 3015,202 \quad x = 24,72 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \quad I = 2223447,653 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 6,345 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,345 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d-x)}{I} = 194,960 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 194,960 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau7.4: Les contraintes dans le béton et dans les aciers

Position	Ms (KN.m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	Béton		Aciers	
					σ_{bc} (MPa)	< 15 (MPa)	σ_{st} (MPa)	< 201.63 (MPa)
Travée	507,777	36,2	24,72	2223447,653	6,345	Vérifiée	194,960	vérifiée
Appui	527,607	36,2	24,72	2223447,653	5,854	vérifiée	199,096	vérifiée

7.6.2.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Tu \text{ max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_c 28}{\gamma b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{888,658 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 1,97 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} \text{ Condition vérifiée.}$$

7.6.2.3 Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30 \text{ cm}\right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale} \\ S't \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec : ϕ_{min} Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal.

$$\begin{cases} St \leq \min((90)/4 ; 12 \times 2 ; 30 \text{ cm}) & St \leq 22,5 \text{ cm} \\ S't \leq \frac{90}{2} & \longrightarrow S't \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte un espacement : $\begin{cases} St = 12 \text{ cm} \\ S't = 20 \text{ cm} \end{cases}$

7.6.2.4 Ferrailage transversal :

$$\phi_{min} \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{l \text{ min}} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_{min} \leq \min (2.57 ; 1,6 ; 10)$$

On prend : $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$

Le tableau ci-dessous, est une récapitulation de tout le ferrailage trouvé :

Tableau7.5 : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier

			Ferrailage calculé (cm ² /ml)	Ferrailage min(cm ² /ml)	Ferrailage choisi
Dalle	Travée	x-x	38,54	42,12	9T16+9T14
		y-y	34,83		9T16+9T14
	Appui	x-x	41,36	42,12	9T16+9T14
		y-y	39,82		9T16+9T14
Nervure	Travée		31,50	3,2	18T16
	Appui		35,32	3,2	18T16

7.7 Schéma de ferrailage du radier :

Le schéma du ferrailage de la nervure ainsi que la dalle, sont illustrés sur ces deux figures :

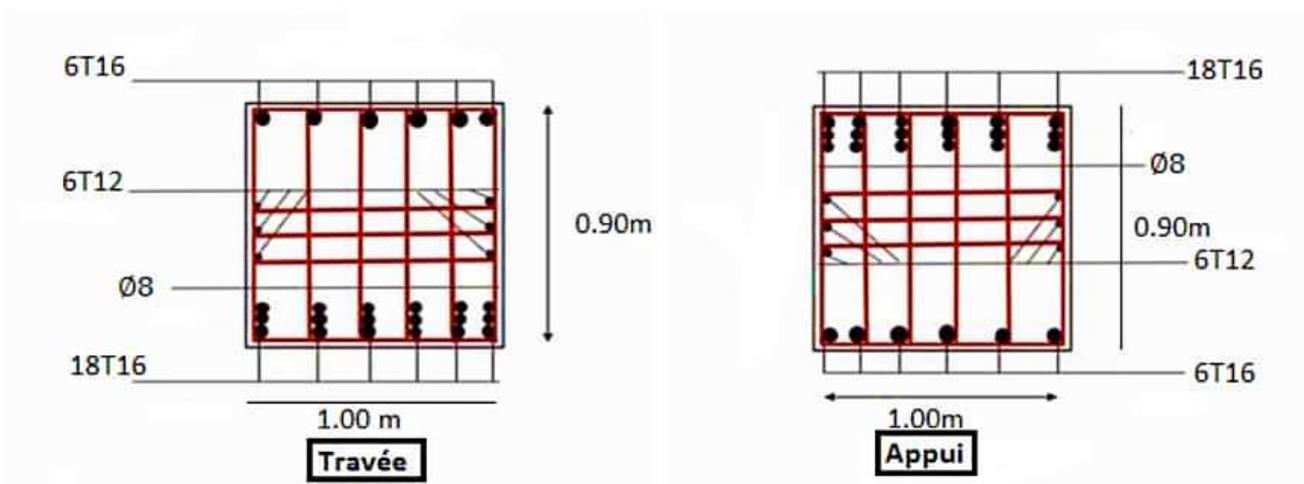


Figure7.6 : Schéma de ferrailage du radier

CHAPITRE 08 :

**REALISATION DE
PROJET**

GENERALITE :

Tout projet doit être planifié, quel que soit son importance, sa longueur ou sa complexité.

La planification est un outil indispensable de management de projet. Elle permet de mieux Définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de

Maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place Une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre De manière réaliste les délais, les ressources et les couts de conception et de fabrication du produit envisagé. Planifier est un moyen essentiel de prise de décisions pour le chef de projet. La planification est également un facteur de communication entre les différents participants Du projet. Elle permet alors de maitriser les interfaces du projet. Planifier optimise ainsi les chances de réussite du projet en améliorant la productivité grâce à une meilleure maitrise de La qualité. L'étude financière a pour but de déterminer un devis estimatif du cout de la construction pour que le promoteur évalue les risques financiers. Elle a été menée en accord avec le service comptable de l'entreprise.

8.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous verrons l'ensemble des étapes à suivre pour le management du cout et délai du projet. Commenant par le management de délai qui consiste à planifier l'ensemble des activités du projet dans le temps et à les piloter de façon à respecter au mieux les engagements initiaux. Pour cela, il faut planifier les activités et décomposer les grands objectifs stratégiques en résultats tangibles et réalistes de façon à organiser le temps et suivre ses priorités.

8.2 Le management des projets :

Le management des projets de construction est la planification globale, la coordination et le contrôle d'un projet du début à la fin. Le management du projet vise à répondre aux exigences du client afin de produire un projet fonctionnellement et financièrement viable.

Le management des projets de construction exige une connaissance de la gestion moderne, ainsi que la compréhension du processus de conception et de construction. Les projets de construction ont un ensemble spécifique d'objectifs et de contraintes telles qu'un délai nécessaire pour l'achèvement.

Le management de projet est l'art de diriger et de coordonner les ressources humaines et matérielles pendant toute la durée d'un projet en utilisant des techniques modernes de management pour atteindre les objectifs prédéterminés de coût, le temps et la qualité.

8.2.1 Projet :

Dans les affaires et la science contemporaine un projet est une entreprise collaborative, impliquant la recherche ou de la conception, qui est soigneusement planifié pour atteindre un objectif particulier.

On peut aussi définir un projet comme un ensemble de tâches interdépendantes à exécuter sur une période déterminée et dans certains coûts et limitations.

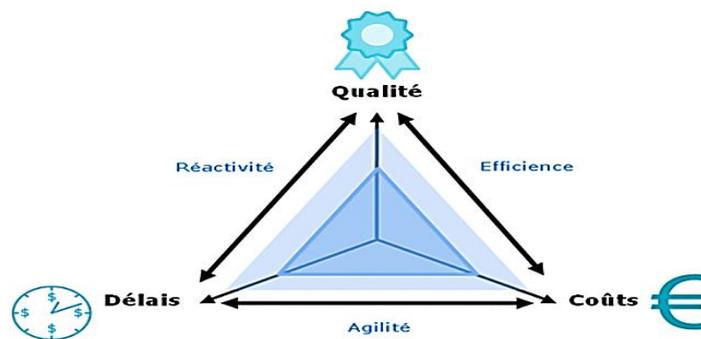


Figure8.1 : Objectifs principal d'un projet

8.2.2 Le cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application une autre, d'un domaine d'application un autre et d'un auteur un autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise. Ces différences ne limitent en aucune façon la validité ni la pertinence du modèle ci-dessous en quatre phases qu'il est proposé l'ingénieur de suivre.

- 1) **Phase d'identification** : la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.
- 2) **Phase de définition** : le contenu du projet est de façon défini plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée, les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.
- 3) **Phase de réalisation** : le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur (maitre d'ouvrage).

- 4) **Phase de clôture** : le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

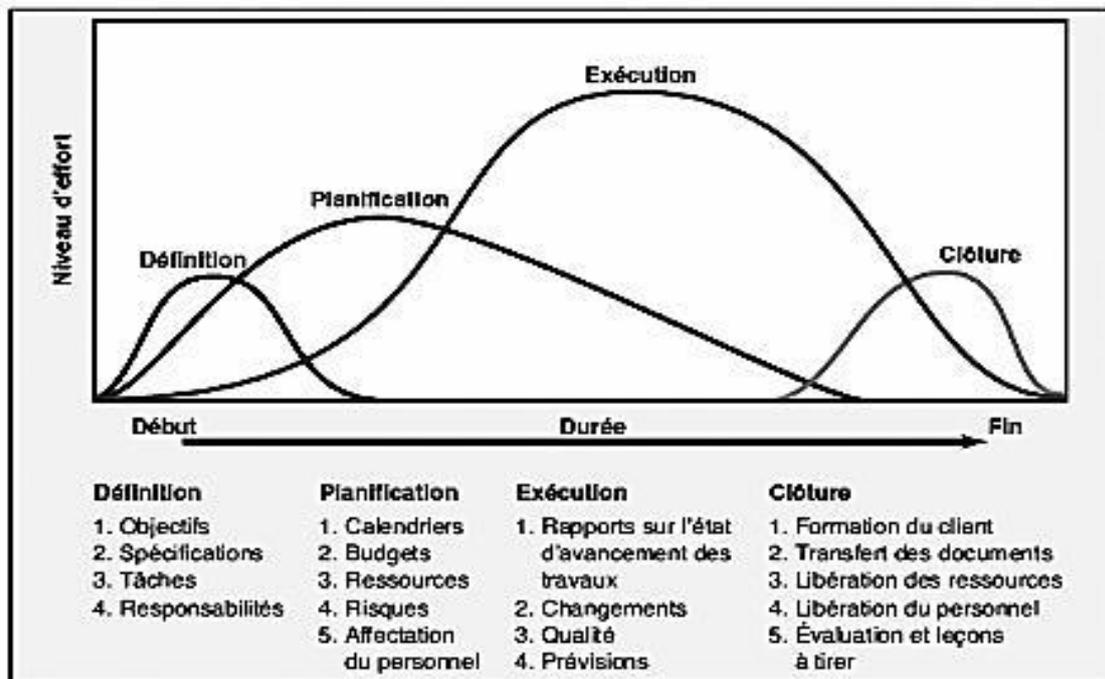


Figure 8.2 : Cycle de vie d'un projet

8.2.3 Les déferents intervenants du projet :

◆ **Le maitre de l'ouvrage :**

Le maitre de l'ouvrage doit vérifier la faisabilité du projet, définir la localisation, le programme, l'enveloppe prévisionnelle, assurer le financement, choisir le processus de réalisation et conclure les contrats.

On attribue généralement la fonction de maitrise d'ouvrage au client, celui pour le compte duquel le projet est réalisé.

Les compétences du maitre d'ouvrage se décomposent en deux grands rôles : un rôle administratif, juridique et financier (assuré par un directeur d'investissement) et un rôle technique (assuré par un conducteur d'opération, ou éventuellement délégué au maitre d'œuvre).

◆ **Le maitre d'œuvre :**

Le maitre d'œuvre est choisi par le maitre d'ouvrage pour sa compétence afin de concevoir le projet et d'en assurer la réalisation.

Le maitre d'œuvre vérifie la cohérence du programme, conçoit le bâtiment, demande les marchés, coordonne les études et les travaux, contrôle la qualité, les couts.

◆ L'entreprise :

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître d'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

8.3 Organisation du chantier :

Tout chantier occupant plus de neuf travailleurs pendant plus d'une semaine doit être déclaré dix jours avant son ouverture, par le maître d'ouvrage, à la caisse nationale des assurances sociales (C.N.A.S.), à l'organisme chargé de la prévention des risques professionnels dans le B.T.P.H ainsi qu'à l'inspection du travail.

8.3.1 Etablissement du plan d'hygiène et de sécurité :

Les entreprises appelées à travailler, sur un des chantiers doivent, avant toute intervention sur ces chantiers, remettre au maître d'ouvrage, un plan d'hygiène et de sécurité.

Ce plan doit être également soumis, au préalable, pour avis aux représentants des travailleurs et aux médecins du travail des entreprises concernées. Le plan d'hygiène et de sécurité est un document qui indique, de manière détaillée, pour tous les travaux que l'entreprise exécute directement ou qu'elle sous-traite.

8.3.2 Installation de chantier :**❖ Clôture de chantier :**

Les chantiers doivent être clôturés pour en interdire l'accès aux personnes étrangères aux travaux.

❖ Le panneau de chantier :

Les entrepreneurs des travaux de construction sont tenu de signaler leur chantier par un panneau d'identification, visible de jour comme de nuit, il informe la population de chantier et indique :

- La nature des travaux.
- Les références du permis de construire.
- Le maître d'ouvrage.
- Le maître d'œuvre.
- L'organisme de contrôle technique.
- Le délai d'exécution.
- L'entreprise réalisatrice.

8.3.3 Le planning :

Le planning sert à fixer toutes les étapes du chantier pour les différents corps de métier qui interviendront.

Instrument de pilotage du chantier, il est établi par le maître d'œuvre et/ou le pilote de chantier avec les entreprises pour maîtriser les délais prévus. Beaucoup de devis prévoient des indemnités compensatoires si des retards sont imputables à une entreprise.

De sa phase initiale jusqu'à la réception des travaux, un chantier engage de nombreux prestataires qui doivent exécuter les différentes phases de la construction.

8.3.4 Suivi de chantier :

Le suivi de chantier consiste à :

- Etudier les pièces de marché : écrites (contrat de descriptifs) et graphiques (Plans).
- Veiller au respect des règles de l'art selon les D.T.U l'exécution des ouvrages, notamment lors des étapes importantes du gros (Eure vérification du ferrailage de la dalle et des murs, etc..) et de toutes les phases de la réalisation.
- S'assurer a suivi des plannings, respect des délais et des acomptes demandés par les entreprises en fonction de l'avancement des travaux.
- Organiser et participer aux réunions de chantier.
- Réception des travaux.

8.3.5 Les ressources matérielles :

➤ **Les ressources matérielles produites :**

Tableau8.1 : Les matériaux utilisés dans la réalisation de projet

Béton	Plinthe en terre cuite
Les armatures de ferrailage	Faïence
Hourdis	Bois pour coffrage
Treillis soudé	Cadre porte et fenêtre
Brique	Boîte d'interrupteurs
Mortier	Lampe et douille
Enduit de ciment	Fils d'électricité
Enduit de plâtre	Projecteur électrique
Carrelage	Gain d'électricité
Tuile	Peinture

➤ **Les ressources matérielles engins :**

- ◆ Bétonnière.
- ◆ Camion 10 tonnes.
- ◆ Camion 2.5 tonnes.
- ◆ La grue fixe et mobile.
- ◆ Case.

8.3.6 La sécurité dans le chantier :

La sécurité est beaucoup plus la responsabilité des managers sur site que celle des inspecteurs.

En phase de construction, les normes de sécurité en Algérie sont inscrites dans OPREBATPH (Organisme de Prévention des Risques Professionnels dans les Activités du Bâtiment, des Travaux Publics et de l'Hydraulique).

➤ **Signalisation de chantier :**

Un chantier peut représenter une gêne pour la circulation des usagers et un danger potentiel pour les personnes qui y travaillent.

L'attention des automobilistes doit donc être attirée le plus tôt possible, d'où la nécessité d'une pré signalisation suivie d'une délimitation très nette entre la voie de circulation et le chantier.

La signalisation temporaire a pour objet d'avertir et de guider l'utilisateur afin d'assurer sa sécurité et celle des agents intervenant sur la voirie tout en favorisant la fluidité de la circulation.



Figure 8.3 : Signalisation des chantiers

➤ **Équipement de protection et sécurité :**

Lorsqu'il n'a pas été possible de supprimer un risque la source, on lorsque la mise en place de la protection collective s'avère impossible ou entraîne des risques trop importants, l'employeur doit mettre gratuitement à disposition de tous les salariés courant ce risque des équipements de protection individuelle (EPI).

- ◆ **Casque** : Tous travaux présentant le risque de chute d'objets partir d'un niveau supérieur.
- ◆ **Harnais** : Tous travaux exceptionnels non répétitifs et de courte durée exposant à un risque de chute de hauteur.
- ◆ **Chaussures, bottes** : Tous travaux présentant le risque de chute d'objets manutentionnés sur les pieds ou d'écrasement, ou de perforation de la semelle par objets pointus.
- ◆ **Lunettes, masques** : Tous travaux présentant le risque de projection dans les yeux (burinage, meulage, manipulation de produits acides...) ou exposant {des sources lumineuses de forte puissance (soudage...).
- ◆ **Tabliers** : Tous travaux présentant des risques de projection sur le corps (soudage, manipulation de produit dangereux...).
- ◆ **Gants** : Tous travaux présentant des risques pour les mains (manutention, ferrailage, soudage...).
- ◆ **Genouillères** : Tous travaux exposant à une position à genoux prolongée (carreleurs, chauffagistes, étancheurs...).

- **Les premiers secourant** : Une salle ou un poste de secours, convenablement équipé, placé sous la garde d'un secouriste, au moins, doit être aménagé à un endroit facilement accessible pour le traitement des blessures et des affections légères et pour l'accueil des blessés ou des malades.

Des moyens de transport appropriés doivent être disponibles pour assurer, s'il y a lieu, l'évacuation rapide des travailleurs blessés ou malades vers la structure sanitaire la plus proche.

8.4 Les étapes de réalisation de la construction :

8.4.1 La conception du projet :

Les facteurs principaux d'un projet sont la performance, le cout et le délai pour assure une bonne qualité de produit réalisé il faut respecte ces facteurs. Nous sommes fixée comme objectif de définir le cout et le délai de réalisation de projet, on utilise comme outil MS Project, MS Project : MS Project est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet. Il permet de de gérer les taches, les ressources, les couts et les calendriers. Il permet la réalisation des diagrammes de Gantt, des réseaux PERT Diagramme de Gantt : Diagramme de Gantt est la technique et présentation graphique permettant De renseigner et situer dans le temps les phases, activités, taches et ressources du projet.

8.4.2 Etude Architectural :

C'est la première forme d'un dessin, d'un projet architectural.

C'est aussi un élément de mission de conception de consistant vérifier la faisabilité de l'opération (cohérence entre le programme souhaité par le maitre d'œuvre et son enveloppe financière) d'une part et proposer un parti architectural d'autre part.

Les différents documents graphiques d'un projet de construction, on peut distinguer deux catégories :

- 1) Les dessins qui définissent le projet, établis par le cabinet d'architecte :
 - Plan de masse.
 - Plan de situation.
 - Dessins d'architecture de bâtiment.
- 2) Les dessins qui définissent les travaux des différents corps d'état, établis par les bureaux d'études spécialisés :
 - Plan de coffrage.
 - Plan de ferrailage.

8.4.3 Implantation et piquetage :

◆ L'implantation :

Consiste à tracer sur le terrain, selon les indications des plans de masse, la situation exacte de la construction future, tandis que le relevé est le fait de reporter sur un plan ce qui existe sur le terrain.

◆ Le piquetage :

Le piquetage est la plantation des piquets pour marquer les points importants du tracé. Cette tâche doit être exécutée par un topographe.

8.4.4 Réalisation des éléments constitutifs du bâtiment :

La construction d'un bâtiment se divise en deux grandes parties (le gros-œuvre et le second-œuvre).

8.4.4.1 Réalisation des gros Ouvres :

La réalisation de tous les éléments de la construction qui garantissent la solidité et la stabilité de la construction (les terrassements, fondation, les dalles, les poteaux, les poutres, les voiles, les murs, les escaliers...).

- ◆ Partie infrastructure : les éléments enterrés
- ◆ Partie superstructure : les éléments au-dessus du terrain naturel

➤ Fondations :

On appelle fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre celui-ci toutes les charges de la construction. Les fondations doivent assurer deux fonctions principales :

- reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- transmettre ces charges et surcharges au sol sans compromettre la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce projet on a opté comme fondation un radier général, cause de l'importance de l'ouvrage et les charges transmises.

Après le dimensionnement de radier et le calcul de son ferrailage les travaux de pose de la fondation commence selon les étapes suivantes :

- L'excavation des fouilles, béton de propreté.
- La pose des armatures d'acier (le radier nécessite un ferrailage particulier, la nappe supérieures est maintenue par les chaises).
- Le coffrage.
- Mise en œuvre de béton sur toute l'épaisseur.
- Le surfacage est adapté à la finition souhaité.

➤ **Les Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour le transmettre aux éléments d'infrastructure. Dans ce projet on distingue six types différents des poteaux selon leurs dimensions. Après le calcul de ferrailage et la disposition des armatures longitudinales transversales la réalisation des poteaux commence selon les étapes suivantes :

- La mise en place des Joux et fixé par des pieds droits.
- Coffrage et ferrailage des poteaux.
- Le coulage des poteaux avec le béton.
- La vibration du béton pour assure le serrage des éléments et éviter la ségrégation.
- Le coffrage doit rester sur place jusqu'à durcissement du béton.
- Le décoffrage (lorsque le béton durcie).

➤ **Les Poutres :**

Les poutres sont des éléments horizontaux, généralement de section rectangulaire en béton armé. Elles se reposent sur les poteaux ou les murs et leur rôle est de supporter les dalles. On distingue deux types de poutres principales et secondaires. Après tout le calcul nécessaire la réalisation des poutres commence comme suit :

- La pose des armatures d'aciers.
- La pose du coffrage.
- Le coulage du béton.
- Le décoffrage après le durcissement de béton.

8.4.4.2 Réalisation des secondes œuvres :

➤ **Les Planchers :**

Les planchers sont la séparation entre les étages d'un bâtiment. Dans ce projet on a deux types de planchers les corps creux et les dalle pleins. Ils sont réalisés comme suit :

✚ **Les dalles pleines :**

- ◆ Coffrage de la dalle et l'étalement.
- ◆ La pose des armatures.
- ◆ Le coulage de la dalle.

✚ **Les corps creux :**

- ◆ La pose de l'ourdis.

- ◆ La pose de treillis soudé et des armatures.
- ◆ Le coulage de la dalle.

➤ **Les escaliers :**

A l'aide du plan :

- le ferrailage est fixé au niveau de la place.
- L'installation du coffrage.
- Coulage du béton.
- Le décoffrage après le durcissement de béton.

➤ **Les murs :**

- L'emplacement d'un cordon dans le cas du mur de deux mètres de longueur la base fondamentale du mur en brique on pose l'extrémité qui nous sert de repère du niveau.
- La pose du mortier sur la rangée et avec le positionnement des briques les unes à côté des autres.
- Vérification de niveau avec un fil de plomb.
- La projection d'une couche de l'enduit.

➤ **Finition :**

Enduit en ciment et en plâtre :

Un enduit : c'est un revêtement de mortier sur un mur en bloc en béton en brique ou en pierre.

Commence toujours du haut vers le bas.

➤ **Carrelage :**

- Le traçage des lignes de pose
- La pose de la première ligne
- La mise en place des joints

➤ **Menuiserie intérieure et extérieure :**

◆ **Les portes :**

- La mesure de l'espace dans lequel la porte sera posée.
- Fabrication de l'encadrement de la porte.
- La fixation de l'encadrement dans le trou de la porte.
- La fixation des charniers.
- Placer la quincaillerie.

◆ Les fenêtres :

- Positionner le châssis pour vérifier les dimensions
- Retirez le battant
- Positionnez le châssis
- Repérez l'emplacement des trous de fixation aux murs
- Retirez les châssis
- Percez les trous de fixation et chevillez
- Appliquez une colle tout le long de l'encadrement
- Revissez le châssis avec ses vis remontées
- Vérifiez les niveaux et l'équerrage avant séchage
- Remontez le battant

➤ Les réseaux divers :

C'est l'ensemble des installations techniques :

- L'installation d'éclairage.
- L'installation du chauffage.
- L'installation du sanitaire.
- L'installation d'ascenseur.

➤ La décoration :**◆ La peinture :****• Préparation de la peinture :**

La peinture doit toujours homogène, elle doit être bien mélangée avant d'appliquer.

• Peinture des murs :

Avec un rouleau l'opération commence du haut de mur vers le bas.

8.5. Conclusion :

La gestion de projet est une des meilleures garanties de l'assurance qualité, elle permet la maîtrise du processus de développement. Il existe un certain nombre d'outils pour aider le chef de projet dans sa tâche.

Grace à la phase de planification et au logiciel de gestion de projet, le chef du projet sera en mesure de gérer son projet de façon proactive, en appliquant les règles de l'art en gestion de projet.

CONCLUSION GENERALE

- Ce Projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, et nous avons pu assimiler nos différentes Connaissances dans le domaine de l'étude des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des Structures qui se basé sur des logicielles de calcule (**SAP2000;SAFE ;.....**). Cette expérience nous à permet d'approfondir dans notre domaine, connaître les étapes nécessaires et le comportement de différentes techniques Afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.
- Lors de ce travail, La première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu D'implantation de ce ouvrage qui est une zone de faible sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, La compréhension des facteurs relatifs au comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural ; Notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement, C'est pour ça on a choisir une disposition des voiles pour satisfaire les conditions du système de contreventement en béton armé donné par le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**) pour la reprise des charges horizontales dues au séisme car C'est le système qu'on a trouvé le plus adéquat à notre structure.
- D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est Très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.
- Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement (**BAEL91/99**) en adoptant les cas les plus défavorables.
- L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation, du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.
- L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.
- Enfin, nous n'espérons que ce modeste travail, qui concerne l'étude d'un bâtiment (**R+8**) en béton armé, accompagné de quelques illustrations et définitions issue des différents règlements utilisés apporteront de l'aide aux prochaines promotions.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES



Documents:

- ❖ **BAEL ,91:** Jean-Pierre Mouglin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- ❖ **RPA 99 V 2003 :** Règles parasismique Algérienne.
- ❖ **CBA 93 :** Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- ❖ **DTR B.C 2.2:** Charges permanentes et charges d'exploitations.
- ❖ **Cours de béton armé :** 3eme année licence et 1 er année master.



Mémoires de fin d'étude:

1. **HADJ, ABDELKADER Mohammed Amine et HACHEMI, Yassine.** Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation et commercial. TLEMCCEN : Mémoire de Master, 2019.
2. **MALFI, AMINA.** ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT (SS+R+9) EN BETON ARME A ORAN. TLEMCCEN : Mémoire de Master, 2017.
3. **CHENAFI, Ikram et MELLOUK, Abdelkacem.** Etude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment R+8 en béton armé. Tlemcen : Mémoire de Master, 2019.
4. **BOUTERFAS, MOUNYA.** ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME. Tlemcen : Mémoire de Master, 2016.
5. **BOURI, Riyane Soumia et BENGHABRIT, Amina Marwa.** ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT "RDC+9 ETAGE" D'UNE FORME REGULIERE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL. TLEMCCEN : Mémoire de Master, 2020.
6. **HADJARI, Mohammed et HAMOUDI, Chems-eddine.** Etude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment R+8 en béton armé. Tlemcen : Mémoire de Master, 2020.

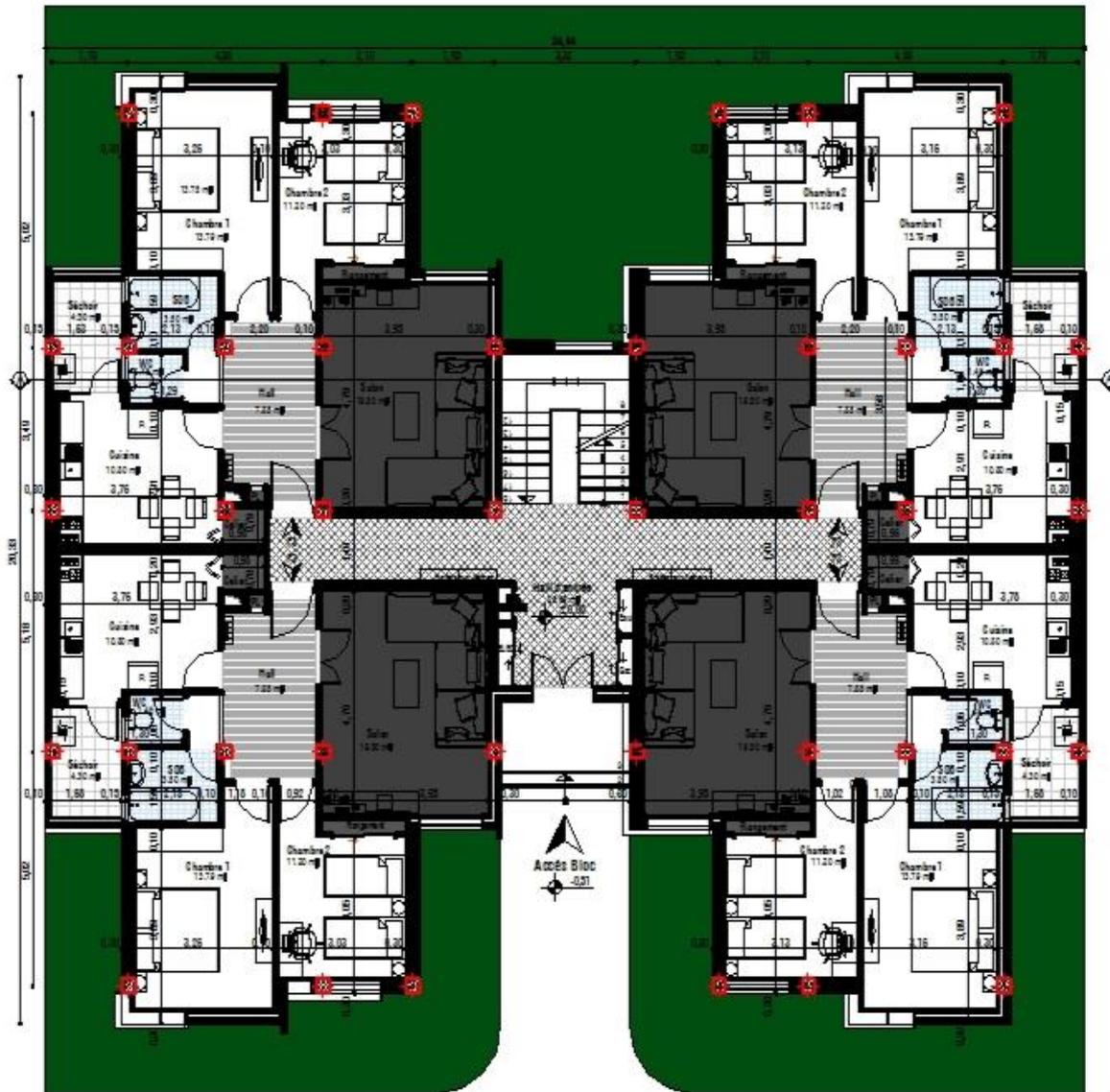


Outils informatiques:

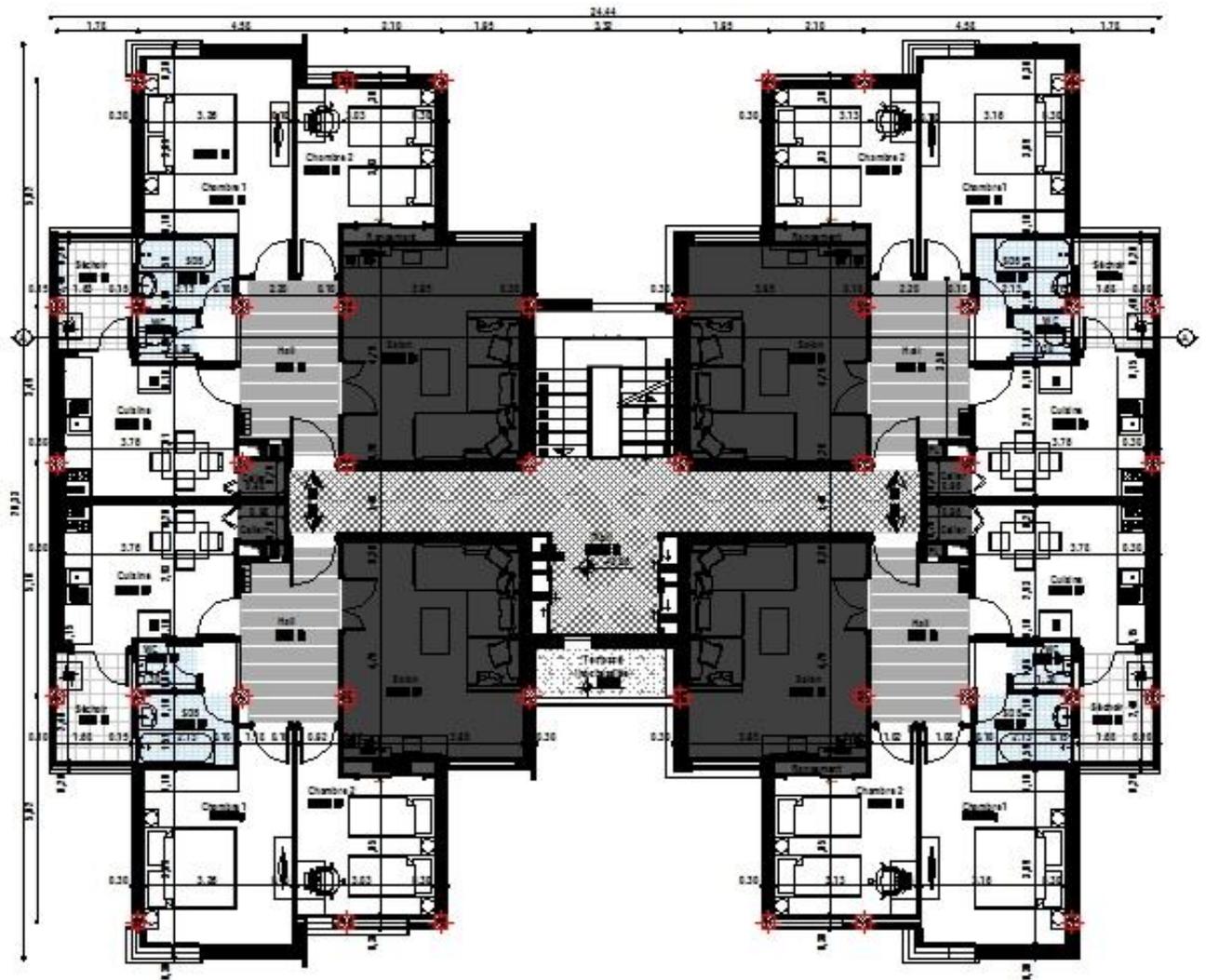
- ❖ **Logiciel SAP2000**
- ❖ **Logiciel EXCEL**
- ❖ **Logiciel SAFE**
- ❖ **Word 2010**

ANNEXES

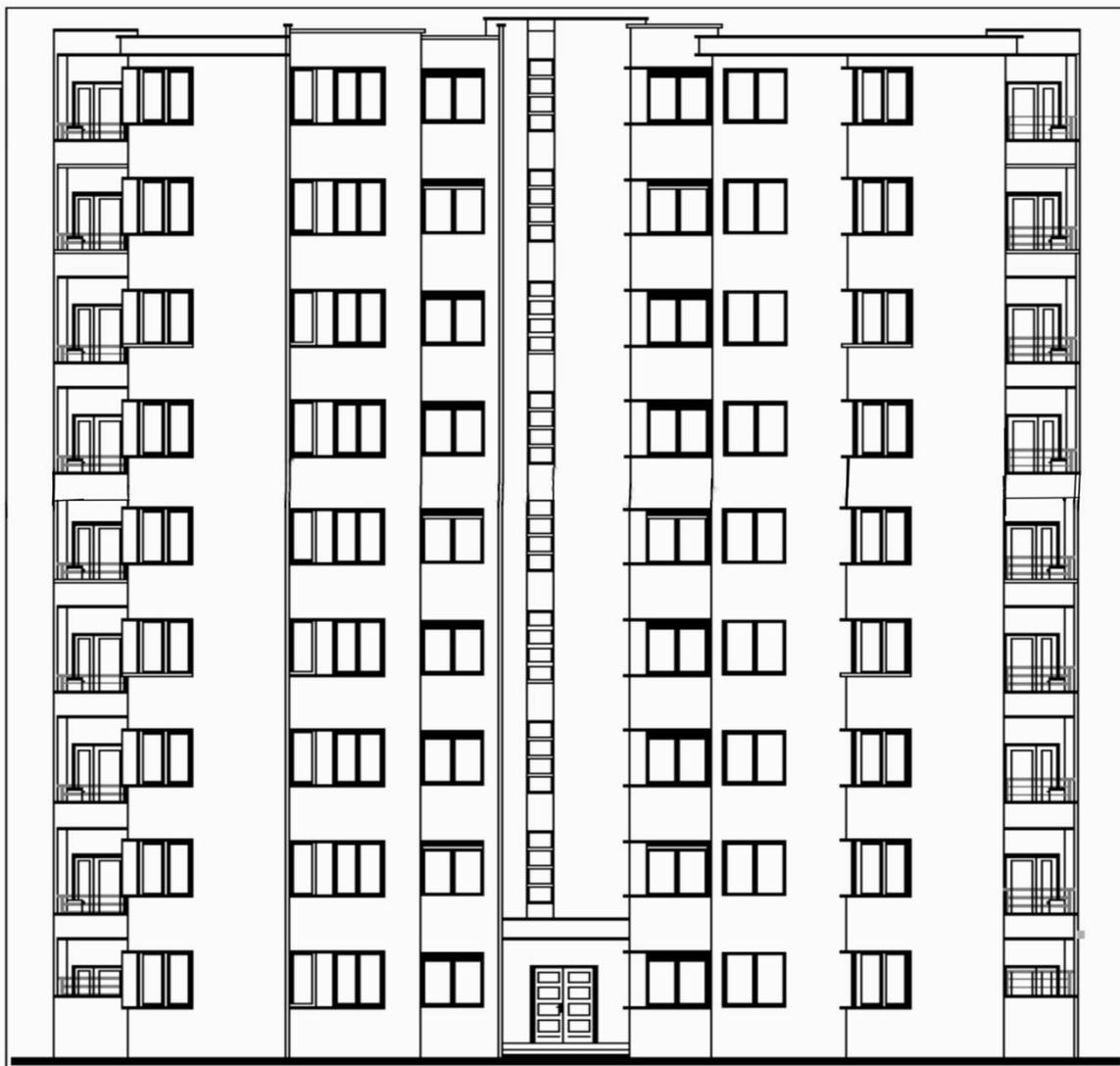
Plan de RDC :



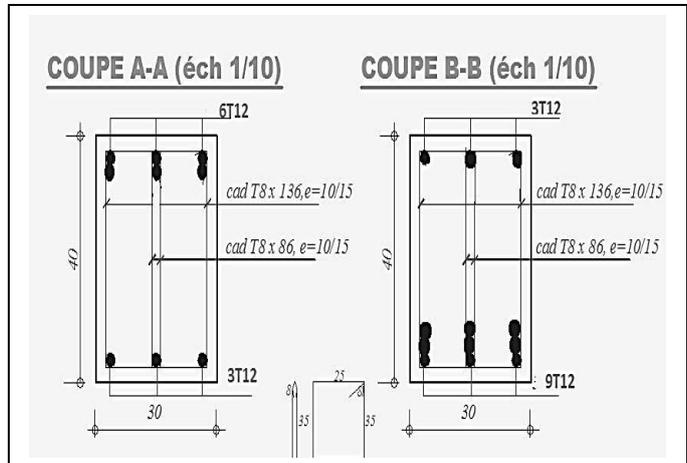
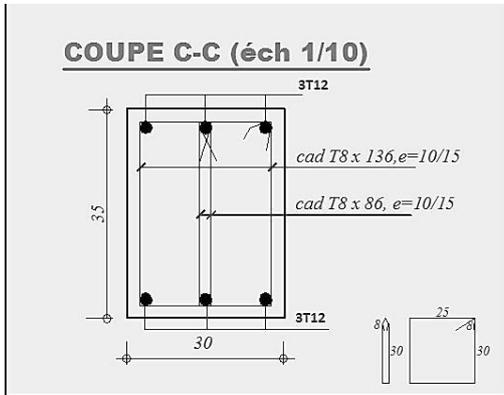
Plan étage courant :



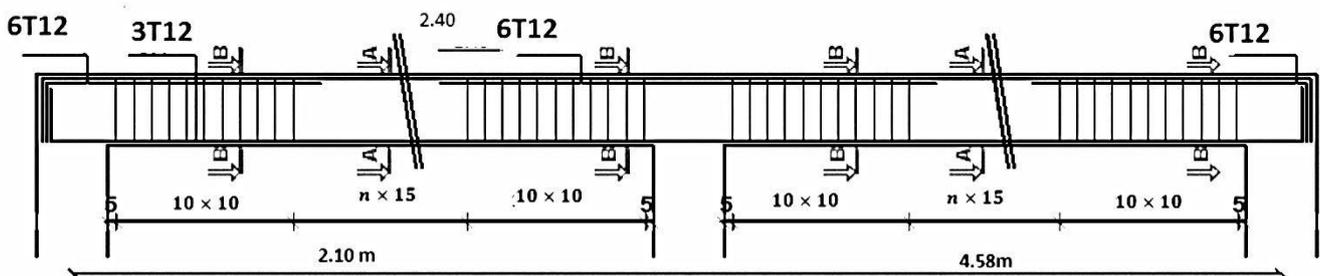
Plan de Façade:



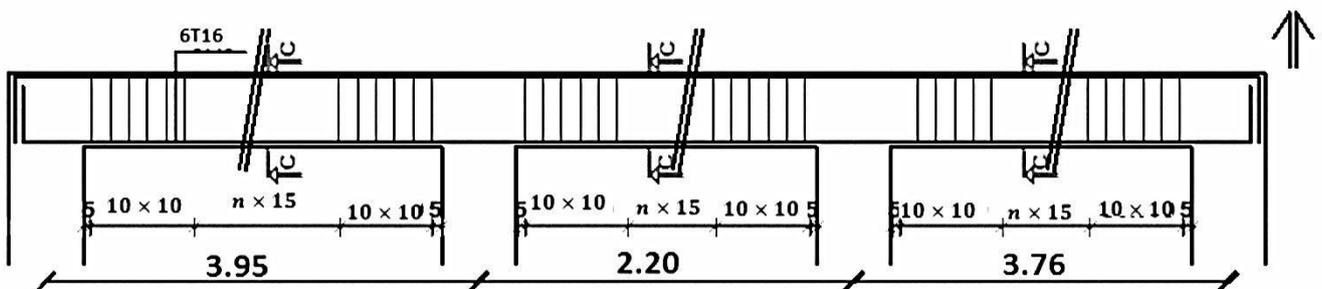
Les poutres :



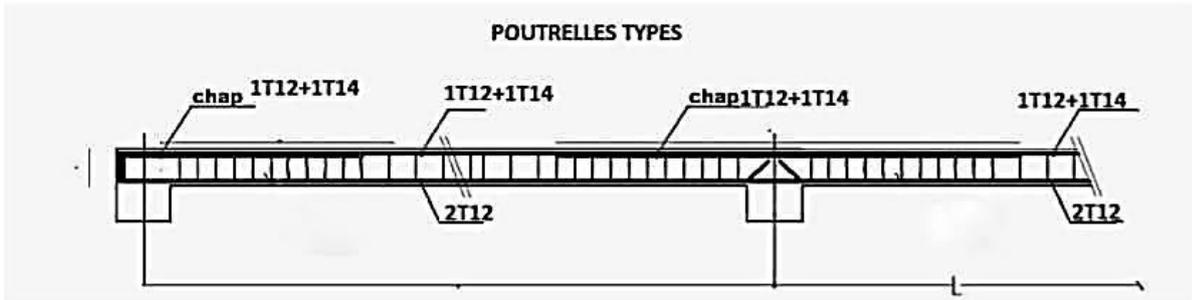
POUTRE (éch:1/25)



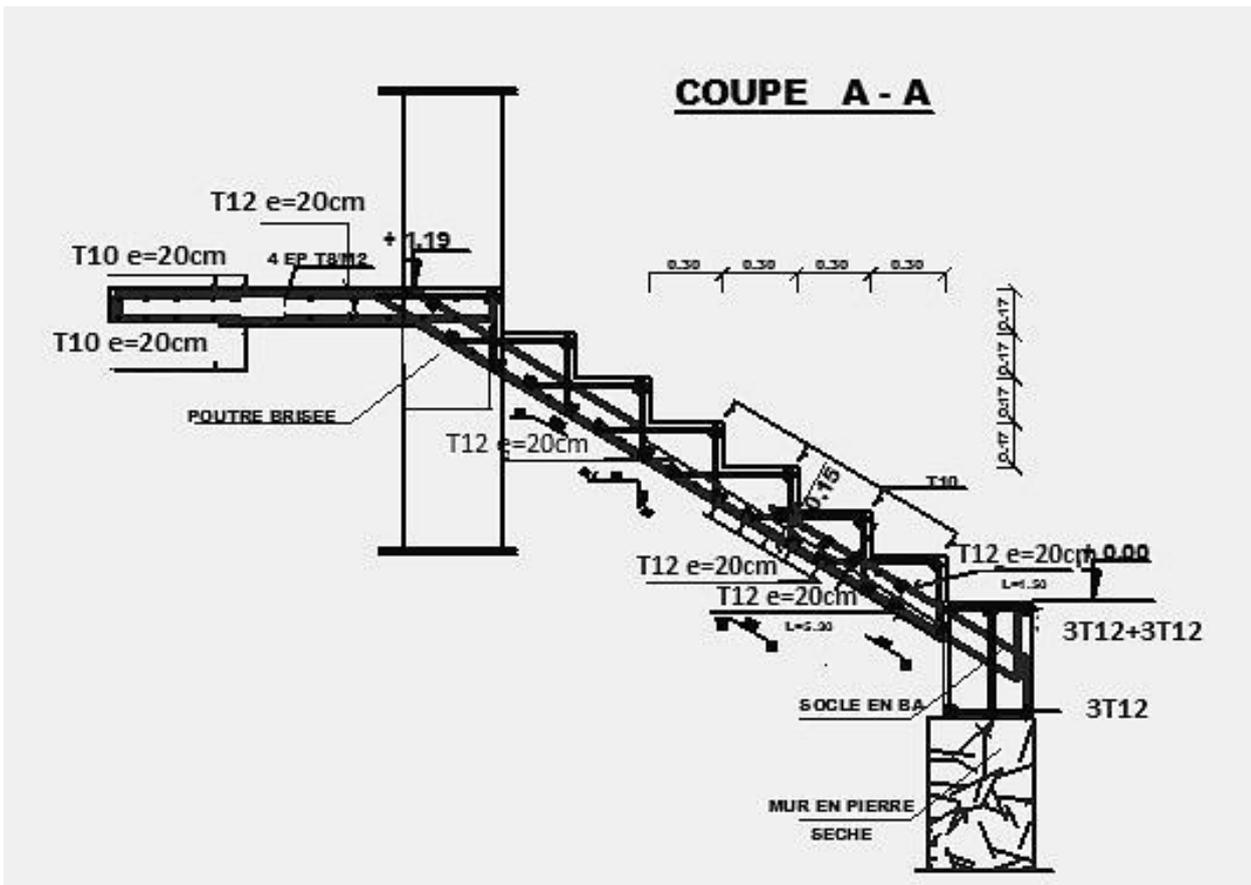
POUTRE (éch:1/25)



Poutrelle :



Escalier :



Poteaux :

