

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie civil

Option : Structures

Thème

Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA

Présenté le 21Septembre 2020 par :

- Mr. AINI Mohammed El Amine

- Melle. BERRI Achouak

Devant le jury composé de :

- Mr. BEDJAOUI .C

Président

- Melle. KHELIFI .Z

Examinatrice

- Mr. HOUTI .F

Encadreur

- Mr. BENAMAR .A

Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

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

À mes grands-parents.

À mes chères sœurs

À toute la famille AINI et la famille BOUFELDJA.

À tous mes amis depuis mon enfance.

À mon ami intime et préféré BARKA NOUFELL

À Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

À toute la promotion 2019/2020 génie civil.

À tous ceux que je porte dans mon cœur.

En fin, je remercie mon binôme BERRI ACHOUAK et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

AINI MOHAMMED EL AMINE

DEDICACE

Je dédie ce travail

A ma famille, elle qui m'a doté d'une éducation digne, son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui :

*Au plus précieux homme que dieu m'a offert, qui m'a appris, m'a soutenue et dirigée vers la gloire mon chère père **BERRI Mostefa**.*

*A la femme qui m'a arrosée de tendresse et d'espoir, qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse, mon adorable maman **BERRI Sabah**.*

*A mes chères sœurs **Bouchra** et **Ouafae** qui n'ont pas cessé de m'encourager tout au long de mes études.*

*A mes beaux-frères **Rafik** et en particulier **Youcef** qui m'a guidé à choisir ce domaine et à qui j'ai toujours demandé conseil.*

*A mes adorables neveux **Wassim** et **Mehdi**, et à ma petite nièce **Nihel** qui procurent toujours la joie et le bonheur pour toute la famille.*

A mon grand-père, mes oncles et mes tantes que dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

*A ma meilleure amie **Asmae** qui a été toujours là pour moi pour le bon et le pire.*

*Sans oublier mon binôme **Mohammed el Amine** merci pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

BERRI ACHOUAK

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, Ainsi nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre encadreur Mr : F.B. HOUTI et Mr : BENAMAR .A de nous avoir pris en charges, et pour leurs disponibilités, leur aide et leurs précieux conseils.

Nous remercions Mr : WAHERANI, Mr : SELKA, et, tout particulièrement, qui ont accepté de nous aider dans notre travail.

Nous remercions le président ainsi que l'ensemble des examinateurs pour avoir accepté d'examiner ce travail et pour leurs participations au jury.

On remercie tous les enseignants du département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous devons un grand merci à tous nos amis, amies pour leur soutien moral, et tous ceux qui nous sont chers.

Nous terminons par remercier les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي +9, يتم انجازها بولاية قالمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة . دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (**SAP2000.VI4**) .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99**).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة **SOCOTEC**, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا .

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

الكلمات المفتاحية :

العمارة ، الخرسانة المسلحة ، SAP2000 ، BAEL91modifié 99 ، RPA99V2003 ،

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R+9 étages+ Galerie qui sera implantée dans la wilaya de Guelma, classée en zone **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**SAP 2000.V14**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.SOCOTEC.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of R+9 floors which will be located in the Wilaya of Geulma, classified in zone **IIa** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**SAP 2000.V14**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **SOCOTEC**, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Key words: Building. Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003,

BAEL 91 modified 99. SOCOTEC

Sommaire

Dédicace:.....	I
Remerciements:	III
Résumé:.....	IV
Table des matières:.....	VII
Liste des figures:.....	X
Liste des Symboles:.....	XIII
Liste des Abréviations :	XVI
Introduction générale:.....	XVII

Chapitre1: Introduction et présentation de l'ouvrage

1.1 INTRODUCTION :	1
1.2 IMPLANTATION DE L'OUVRAGE :	1
1.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :	1
1.3.1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE :.....	2
1.3.2 CONCEPTION DE LA STRUCTURE :.....	3
1.3.3 CARACTERISTIQUE DE SITE D'ASSISE.....	4
1.4 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX :	4
1.4.1 LE BETON :	5
1.4.1.1 Avantages principaux de béton :	5
1.4.1.1 Caractéristiques de béton :.....	6
1.4.2 ACIER :	8
1.4.2.1 Caractéristique d'acier :.....	9

Chapitre 2 : Décente des charges et pré dimensionnement des éléments

2.1. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	12
2.1.1. Introduction :	12
2.1.2. Détermination de l'épaisseur du plancher :	12
2.1.3. Pré dimensionnement des poteaux :	12
2.1.3.1. Type 1 : le poteau le plus sollicité (poteau centrale) :	12
2.2.2.2. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):	15
2.2.2.3. Vérification du poteau au flambement :	15

2.1.3. Pré dimensionnement des poutres	16
2.1.3.1. Définition :.....	16
2.1.3.2. Pré dimensionnement :.....	16
2.1.4. Récapitulation de pré dimensionnement (Poteaux, Poutres) :.....	18
2.1.5. Pré dimensionnement des voiles :	18
2.1.6. Pré dimensionnement des planchers en dalles pleines :.....	19
2.1.7. Pré dimensionnement des escaliers :.....	20
2.2. DESCENTE DE CHARGES :.....	21
2.2.1. Plancher Terrasse inaccessible :	21
2.2.2. Porte à faux(en dalle pleine) inaccessible :	21
2.2.3. Plancher étage courant et RDC :	22
2.2.4. Murs extérieurs :	23
2.2.5. Murs intérieures :.....	23
2.2.6 Plancher en dalle pleine (balcon) :.....	24
2.2.7. Escalier :	24
2.2.8 Récapitulation de la décente de charge :	25

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires:

3. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :.....	26
3.1 Etude du plancher :	26
3.1.1 Introduction :	26
3.1.2 Dimensionnement des poutrelles :	26
3.1.3 Types de poutrelles :.....	27
3.1.4 Charges des poutrelles :	28
3.1.5 Détermination des efforts internes :	29
3.1.5.1 Méthode de calcul :	29
3.1.5.2 Calcul des moments et des efforts tranchants :.....	31
3.1.6. Ferrailage des poutrelles (flexion simple) :.....	36
3.1.6.1 Calcul des armatures longitudinales :.....	36
3.1.7. Dessin de ferrailage des poutrelles :	41
3.1.8. Ferrailage de la dalle de compression :	41
3.2. Etude d'escalier:	42
3.2.1 Calcul des sollicitations :.....	42

3.2.2 Calcul du ferrailage :	46
3.2.2.1 Calcul des armatures longitudinales :	46
3.3 Etude de La poutre palière:	51
3.3.1 Dimensionnement :	51
3.3.2 Descente des charges:	51
3.3.3 Combinaison d'action :	52
3.3.4 Ferrailage de la poutre palière :	52
3.3.4.1 Calcul des armatures longitudinales :	52
3.3.5 Dessin de ferrailage transversal de la poutre palière	56
3.4 Etude des Balcons :	57
3.4.1 Introduction:	57
3.4.2 Evaluation des charges :	57
3.4.3 Combinaison des charges	57
3.4.4 Calcul des efforts internes :	58
3.4.5 Détermination du ferrailage :	58
3.4.6 Plan de ferrailage	60
3.5 Etude de l'acrotère :	61
3.5.1 Introduction :	61
3.5.2 Principe de calcule :	61
3.5.3 Evaluation des charges :	61
3.5.4 Évaluation des efforts interne :	62
3.5.5 Détermination du ferrailage :	63
3.5.6 Dessin de ferrailage :	66
3.6 Etude de l'ascenseur :	67
3.6.1 Introduction :	67
3.6.2 Caractéristique :	67
3.6.3 Évaluation des charges :	67
3.6.4 Vérification au poinçonnement :	68
3.6.5. Calcul du ferrailage de la dalle:	73
3.6.6. Vérification à ELS :	75
3.6.7 Dessin de ferrailage (pour une bande de 1ml) :	77

Chapitre 4 : Etude dynamique de la structure

4.1 Introduction :	78
4.2 Objectif de l'étude sismique :	78
4.3 Présentation des différentes méthodes de calcul des forces sismiques :	78
4.3.1 Méthode statique équivalente :	78
4.4 Choix de la méthode de calcul :	79
4.4.1 Classification de la structure RPA 99 version 2003 :	79
4.5 Détermination des paramètres du spectre de réponse:	80
4.6 Modélisation :	85
4.6.1 Pourquoi le SAP2000.....	86
4.6.2 Démarches de modélisation de notre structure :	86
4.6.3 Les dispositions des voiles :	86
4.7 Le choix de notre disposition des voiles:	90
4.7.1 Constatations (7eme disposition) :	90
4.8 Poids total de la structure :	91
4.9 Les données géométriques :	92
4.10 Evaluation des excentricités :	96
4.11 Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau:	98
4.12 Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99version2003) :	98
4.12 Vérification du coefficient de comportement R :	99
4.13 Vérification la résultante des forces sismiques : (RPA99version 2003/4.3.6)	102
4.14. Calcul et vérification des déplacements et Justification vis-à-vis de l'effet P - Δ :	102
4.15 CONCLUSION :	105

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

5.1 Introduction :	106
5.2 Les poteaux :	106
5.2.1. Les combinaisons de calcul :	106
5.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites :	106
5.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	107
5.2.4 Ferrailage des poteaux.....	109
5.2.5 Schéma des ferrailages des poteaux:	111

5.3. Les Poutres :	113
5.3.1 Les combinaisons de calcul :	114
5.3.2. Exemple d'étude d'une poutre principale:	115
5.3.2.1 Calcul des armatures longitudinales :	116
5.3.2.2 Calcul des armatures Transversales :	117
5.4 Les voiles:	121
5.4.1 Introduction :	121
5.4.2 Les combinaisons :	121
5.4.3 Vérification des contraintes tangentielles:	121
5.4.4 Détermination des sollicitations:	121
5.4.5 Détermination du ferrailage:	122

Chapitre 6 : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction :	123
6.2 Classifications des Fondations :	123
6.3 Choix de type de fondation :	123
6.4 Etude de radier général (Bâtiment) :	124
6.4.1 Pré dimensionnement :	124
6.4.2 Vérification de la contrainte du sol :	124
6.4.3 Les différentes sollicitations :	125
6.4.4 Calcul du ferrailage :	127
6.4.4.1 Ferrailage de la dalle :	128
6.4.4.2 Ferrailage de la nervure :	131
6.4.4.3 Schéma des ferrailages des nervures	134
1.5 Semelle isolée (galerie) :	136
6.5.1 Pré dimensionnement :	136
6.5.2 Calcul de ferrailage :	137
6.6 Les longrines :	137
6.6.1 Calcul de ferrailage :	138

Chapitre 7 : ETUDE ECONOMIQUE

7.1 Introduction :	139
7.2 Qu'est-ce que le management de projet ?	139
7.3 Définition d'un projet :	139
7.4 Cycle de vie d'un projet :	139
7.5 Les intervenant d'un projet :	139
7.6 Les objectifs d'un projet :	140
7.7 La caractéristique d'un projet :	140
7.8 MS Project :	141
7.8.1 Introduction :	141
7.8.2 Création d'un projet sur MS Project :	141
7.9 Le découpage du projet :	142
7.10 Ordonnancement et planification :	142
7.10.1 Le WBS (Works Breakdown Structures) :	142
7.10.2. Le diagramme de GANTT :	146
7.11 Définition des ressources :	146
7.11.1 Les ressources humaines :	146
7.11.2 Les ressources matérielles :	147
7.11.3 Les ressources matériaux :	148
7.12. Etude économique :	148
7.14 résultats obtenus à partir de Ms Project :	152
7.15 Courbe financière :	155
Conclusion générale:	157
Bibliographie:	158

Liste des tableaux :

Tableau 2.1 : récapitulation de calcul de pré dimensionnement des poteaux	16
Tableau 2.2 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres	18
Tableau 2.3 : dimensions des voiles.....	19
Tableau 2.4 : Descente des charges (terrasse inaccessible)	21
Tableau 2.5 : Descente des charges (porte à faux en dalle pleine)	22
Tableau 2.6 : Descente des charges (étage courant, RDC)	22
Tableau 2.7 : Descente des charges (Murs extérieurs)	23
Tableau 2.8 : Descente des charges (Murs intérieurs).....	23
Tableau 2.9 : Descente des charges (dalle pleine).....	24
Tableau 2.10 : Descente des charges (Palier).....	24
Tableau 2.11 : Descente des charges (Paillasse)	25
Tableau 2.12 : Récapitulatif de la descente de charge	25
Tableau 3.1 : dimensions de plancher corps creux.....	26
Tableau 3.2 : Charges des poutrelles	28
Tableau 3.3 : Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier Buanderie	34
Tableau 3.4: Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier Terrasse	34
Tableau 3.5 : Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier Etage courant	34
Tableau 3.6 : Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier étage 1.....	35
Tableau 3.7: Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier Galerie	35
Tableau 3.8 : Récapitulatif des ferraillements des poutrelles de chaque niveau	40
Tableau 3.9 : Récapitulatif des calculs et résultats de ferrailage	47
Tableau 3.10 : Récapitulatif résultats des vérifications	49
Tableau 3.11: récapitulatif de ferrailage de la poutre palière	56
Tableau 3.12 : chargements des murs garde-corps	57
Tableau 3.13 : récapitulatif des résultats à ELS après augmentation des armatures	60
Tableau 3.14: récapitulatif des moments isostatique et moments dus aux charges concentrés	71
Tableau 3.15 Récapitulatif des calculs et résultats de ferrailage (Dalle machine)	74
Tableau 3.16 : Récapitulatif des calculs des efforts tranchants et résultats	75
Tableau 3.17 : récapitulatif des résultats à ELS.....	76
Tableau 4.1 Pénalités en fonction des critères de qualité q.....	82

Tableau 4.2 Périodes et facteur de participation modal.....	90
Tableau 4.3 Poids des différents niveaux.....	91
Tableau4.4: Les coordonnées du centre de torsion (voiles).....	94
Tableau4.5: les coordonnées du centre de torsion (poteaux)	95
Tableau4.6: Centre de torsion des différents planchers.....	95
Tableau4.7 : Centre de masse des différents planchers	96
Tableau4.8: Les excentricités théoriques.....	97
Tableau4.10 : récapitulation les résultats effort tranchant a la base.....	98
Tableau4.11 : force sismique et effort tranchant suivant X (R=5).	99
Tableau4.12 : force sismique et effort tranchant suivant Y (R=5).	99
Tableau4.13 : récapitulation les nouveaux résultats effort tranchant a la base.....	100
Tableau4.14 : force sismique et effort tranchant suivant X (R=4)	101
Tableau4.15 : force sismique et effort tranchant suivant Y (R=4)	101
Tableau 4.16 Comparaison entre l'effort statique et dynamique.	102
Tableau 4.17 récapitulation des vérifications de l'effet P -Δet deplacement suivant (x-x)	103
Tableau 4.18 récapitulation des vérifications de l'effet P -Δet déplacements suivant (y-y)	104
Tableau 4.19 : récapitulation les modifications des éléments porteurs verticaux	104
Tableau.5.1Vérification spécifique sous sollicitations normales	107
Tableau.5.3Les sollicitations de poteau de l'exemple	109
Tableau 5.4. Ferrailage des poteaux.	110
Tableau 5.5La section des armatures transversal des poteaux.....	112
Tableau 5.6 : Sollicitations de la poutre principale	113
Tableau5.7: Récapitulatif résultats des vérifications	118
Tableau 5.8: Ferrailage de poutre principale	119
Tableau 5.9: Ferrailage de poutres secondaires	120
Tableau 5.10: Sollicitations des voiles (ep=18cm).....	121
Tableau 5.11: ferrailage des voiles	122
Tableau 6.1 : moments sollicitant sur la dalle de radier en sens x,x et y,y	125
Tableau 6.2 : Résumé des résultats de ferrailages de la dalle de radier	130
Tableau 6.3 : Résumé des résultats de ferrailages des nervure (sens y,y)	132
Tableau 6.4: Résumé des résultats de ferrailages des nervure (sens x,x)	133
Tableau7.1 : Devis quantitatif Installation de chantier.....	149
Tableau7.2 : Devis quantitatif Lot Terrassement et ouverture de fouille	149

Tableau7.3 : Devis quantitatif RADIER +Semelle	150
Tableau7.4: Devis quantitatif Plate-forme.....	150
Tableau7.5 : Devis quantitatif Superstructure. (RDC.....9 étages).....	151
Tableau7.6 : Devis quantitatif Superstructure. (Terrasse+ buanderie)	152
Tableau7.7 : Devis quantitatif Corps D'état Secondaire.....	153

Liste des figures :

Figure1.1 : localisation de l'ouvrage	1
Figure 1.2 vue en plan de bâtiment (plan RDC)	2
Figure 1.3 : vue en élévation de bâtiment	3
Figure1.4 : composants du béton	5
Figure1.5 Diagramme parabole rectangle	7
Figure 1.6 : Les aciers utilisés en béton armé (en pratique)	8
Figure. 1.7: Les formes des aciers pour le béton armé sur le marché	9
Figure 1.8: Diagramme déformation- contrainte	10
Figure 2.1 : Section du poteau le plus sollicité.....	12
Figure 2.2 : Sections des poutres principales et poutres secondaires	17
Figure 2.3 : Coupe de voile en élévation	18
Figure 2.4 : Schéma des composantes d'escalier	20
Figure 2.5 : Descente des charges (terrasse inaccessible)	21
Figure 2.6: Descente des charges (porte à faux en dalle pleine).....	22
Figure 2.7 : Descente des charges (étage courant, RDC)	22
Figure 2.8 : Descente des charges (Murs extérieurs).....	23
Figure 2.9 : Descente des charges (Murs intérieurs)	23
Figure 2.10 : Descente des charges (dalle pleine)	24
Figure 2.11 : Les éléments constitutifs d'un escalier	24
Figure 3.1 : dimensions de poutrelle	26
Figure 3.3 : section de ferrailage en travée.....	36
Figure 3.4 : section de ferrailage en appuis	37
Figure 3.5 : Ferrailages des poutrelles (galerie, étage habitation, terrasse)	41
Figure 3.6 : Escalier coupe transversale	42
Figure 3.7 : Escalier -vue en plan.....	42
Figure 3. 9 : Schéma statique avec chargement.....	43
Figure 3.8: Schéma statique	43
Figure 3.10 : Diagrammes des moments et efforts tranchants de l'escalier	45
Figure 3.11 : Section à ferrailer	46
Figure 3.12 : Dessin de ferrailage.....	50
Figure 3.13: Schéma statique de la poutre palière	51

Figure 3.14: dessin de ferrailage transversal de la poutre palière	56
Figure 3.15: schéma statique du balcon.....	57
Figure 3.16: Section de balcon à ferrailer.....	58
Figure 3.17 : dessin de ferrailage du balcon	60
Figure 3.18 : Dessin de l'acrotère.....	61
Figure 3.19: schéma statique de l'acrotère	62
Figure 3.20 : diagrammes des efforts internes.....	62
Figure 3.21 : Section de l'acrotère à ferrailer.....	63
Figure 3.22 : Dessin de ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure.3.23. Schéma descriptif d'un ascenseur	67
Figure 3.24 : dalle devisée en rectangles fictifs.....	69
Figure 3.25 : rectangles fictifs	70
Figure 3.26: Section à ferrailer de la dalle machine.....	73
Figure 3.27Dessin de ferrailage de la dalle machine	77
Figure 4.1 La première disposition des voiles.....	86
Figure 4.2 La deuxième disposition des voiles	87
Figure 4.3 La troisième disposition des voiles	87
Figure 4.4 La quatrième disposition des voiles.....	88
Figure 4.5 La cinquième disposition des voiles.....	88
Figure 4.6 La sixième disposition des voiles	89
Figure 4.7 La septième disposition des voiles	89
Figure 4.8 système brochette.....	91
Figure4.9: disposition des voiles et des poteaux	92
Figure 4.10aplication les forces suivant (x-x)sur système brochette.....	101
Figure 4.11 : application les forces suivant (y-y)sur système.....	101
Figure 5.1: Section poteau à ferrailer	109
Figure5.2 : ferrailage des poteaux RDC et1ier étage	111
Figure5.3 : ferrailage des poteaux 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	111
Figure5.4 : ferrailage des poteaux 4 ^{ème} e5 ^{ème} étages	111
Figure5.5 : ferrailage des poteaux 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages.....	111
Figure5.6 : ferrailage des poteaux 8 ^{ème} étages et 9 ^{ème} étages.....	111
Figure5.7 : ferrailage des poteaux Buanderie.....	111
Figure 5.8: Section de la poutre à ferrailer.....	113
Figure 5.9: Section de la poutre à ferrailer.....	115

Figure5.10 : schéma de ferrailage des poutres principales	119
Figure5.11: schéma de ferrailage des poutres secondaires	120
Figure 6.1 : Déplacement maximal suivant Uz (ELS)	124
Figure 6.2 : Moment M11 (Elu)	124
Figure 6.3 : Moment M11 (Els)	124
Figure 6.4 : Moment M22 (Elu)	125
Figure 6.5 : Moment M22 (Els)	125
Figure 6.6 : Moments sollicitant sur les nervure en sens x,x et y,y (ELU).....	125
Figure 6.7 : Moments sollicitant sur les nervure en sens x,x et y,y (ELS)	126
Figure 6.8 : Section à ferrailer suivant Lx.....	126
Figure 6.9 : Section à ferrailer suivant Ly	124
Figure 6.10 : Section de nervure à ferrailer.....	130
Figure6.11: ferrailage des Nervures longitudinales (60x80) pour les pivots (B,C,D,E,F) et les fils (1,2,7,8).....	133
Figure6.12: ferrailage des Nervures longitudinales (60x80) pour les pivots (A,G)	134
Figure6.13: ferrailage des Nervures longitudinales (60x80) pour les fils, (3, 4,5,6)	134
Figure6.14: schéma de ferrailage longrine	138
Figure 7.1 : Vue en plan de la fouille	149
Figure7.2: des parties de diagramme de GANT des 4 taches principales	155
Figure 7.3 : La courbe financière (courbe en S)	155

Liste des Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.

AS : Aire d'une section d'acier tendue

ASC : Aire d'une section d'acier comprimée

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

Ar : Armatures de répartition

B : Aire d'une section de béton

Br : Section réduite du poteau

Bc : Section brute

c : Enrobage

D : Débordement

d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

Eij : Module de Young instantané à « j » jours

E : Charges sismiques

e : Excentricité de l'effort normal, (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)

fe : Limite d'élasticité de l'acier

fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours

ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

fbu : Contrainte ultime du béton en compression

G : Charges permanentes

h : Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation

I : Moment d'inertie d'une section

i : Rayon de giration d'une section

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle

Lf : Longueur de flambement

Mser : Moment fléchissant de calcul de service

Mu : Moment fléchissant de calcul ultime

MR : Moment renversant

MS : Moment stabilisant

Nser : Effort normal de calcul de service

Nu : Effort normal de calcul ultime;

Q : Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure

St : Espacement des armatures transversales

T1 et T2 : Périodes caractéristiques

Vu : Effort tranchant à l'état limite ultime

W : Poids total de la structure

α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élanement mécanique λ des poteaux

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (eta)

ν : Coefficient de poisson (nu)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)

ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

σ : Contrainte normale (sigma)

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

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible dans les aciers

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés

τ : Contrainte tangente (tau)

$\bar{\tau}$: Contrainte tangente admissible

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale

Liste des Abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

HA : Hautes adhérence

TS : Treillis soudé

RPA : Règlement parasismique Algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique règlementaire Algérien

SDT : Situation durable ou transitoire

SA : Situation accidentelle

PP : Poutre principale

PS : Poutre secondaire

SPC : Section partiellement comprimée

SET : Section entièrement tendue

SEC : Section entièrement comprimé

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : les séismes, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis de ces aléas naturels, il faut suivre les techniques qui assure la stabilité de la structure.

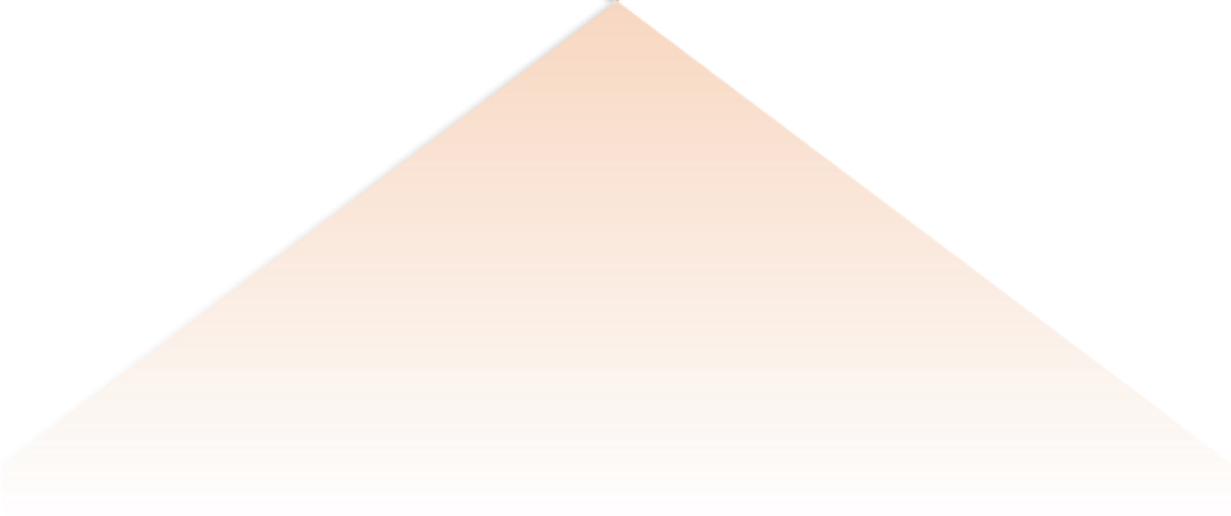
La construction parasismique est l'une de ces techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement Parasismique Algérien "RPA99 version 2003") et le CBA93, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction. L'économie qui est elle aussi indispensable se fait par un management de projet qui représente le planning des différentes tâches et leurs durée et devis approximatifs, ensuite de l'ensemble du projet en utilisant un logiciel de planning tel que le Ms Project.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en sept chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le cinquième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans les deux derniers chapitres nous avons effectué une étude d'infrastructure et étude économique. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.



Chapitre 1

Présentation du projet



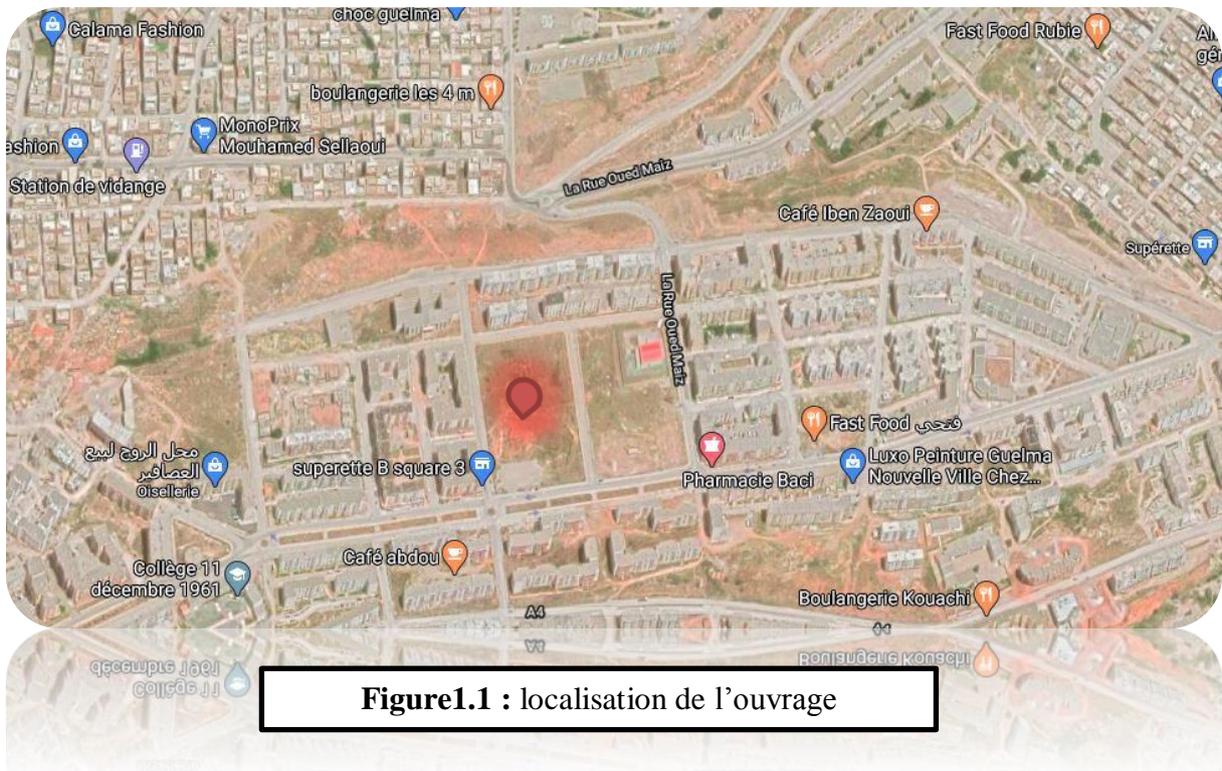
1.1 Introduction :

La reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable pour qu'une étude génie civil soit parfaitement faite, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

1.2 Implantation de l'ouvrage :

Le terrain qui recevra notre ouvrage, se situe à la nouvelle ville , rue Oued Maiz au niveau de la wilaya de Guelma qui est considérée comme une région de moyenne sismicité classée en (Zone II-a) par le règlement parasismique algérien (R.P.A 99 Version 2003)

L'ouvrage qui sera projeté est un immeuble de R+9 comporte un centre commercial et des logements pour usage d'habitation de type haute standing.



1.3 Description de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment de R+9 à usage multiple en béton armé composé de :

- Un rez-de-chaussée en locaux commerciaux (centre commercial) avec une galerie séparée par un joint parasismique.
- Neuf niveaux sont destinés à l'habitation (quatre appartements, deux de type F3 et deux autres de type F4 dans chaque étage).
- Terrasse semi-accessible et une 2eme inaccessible et une buanderie.

1.3.1 Caractéristique géométrique :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan de dimensions suivantes :

❖ Dimensions en plan

En plan le bâtiment a une forme irrégulière avec les dimensions suivantes :

- Sans galerie : une largeur de 25.25m et une longueur de 27.03m.
- Avec galerie : une largeur de 30.50m et une longueur de 34.63m.

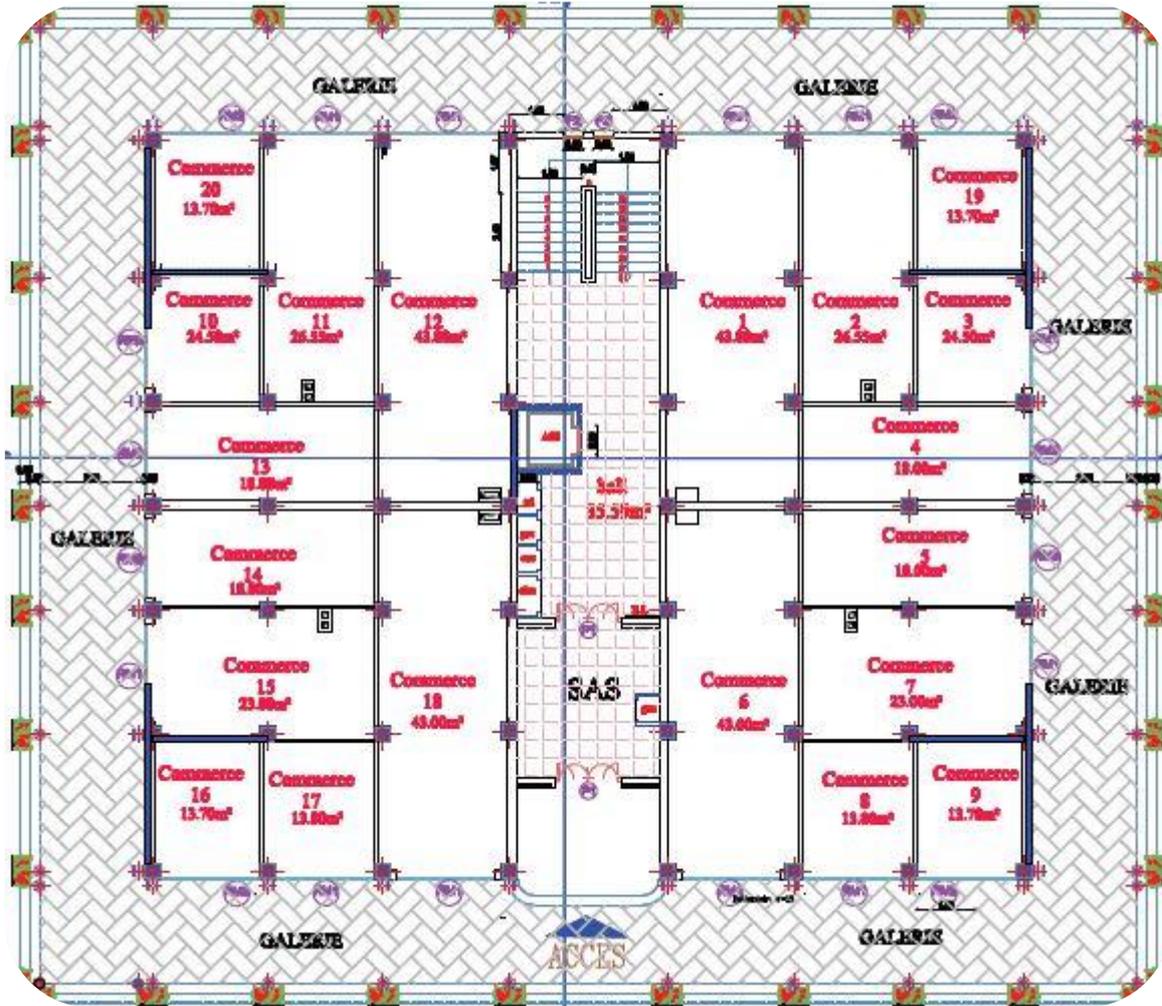


Figure 1.2 vue en plan de bâtiment (plan RDC)

❖ Dimension en élévation

En élévation le bâtiment a une hauteur de 34.78m avec une hauteur de RDC de 3.40m et de 3.10m pour étage courant.

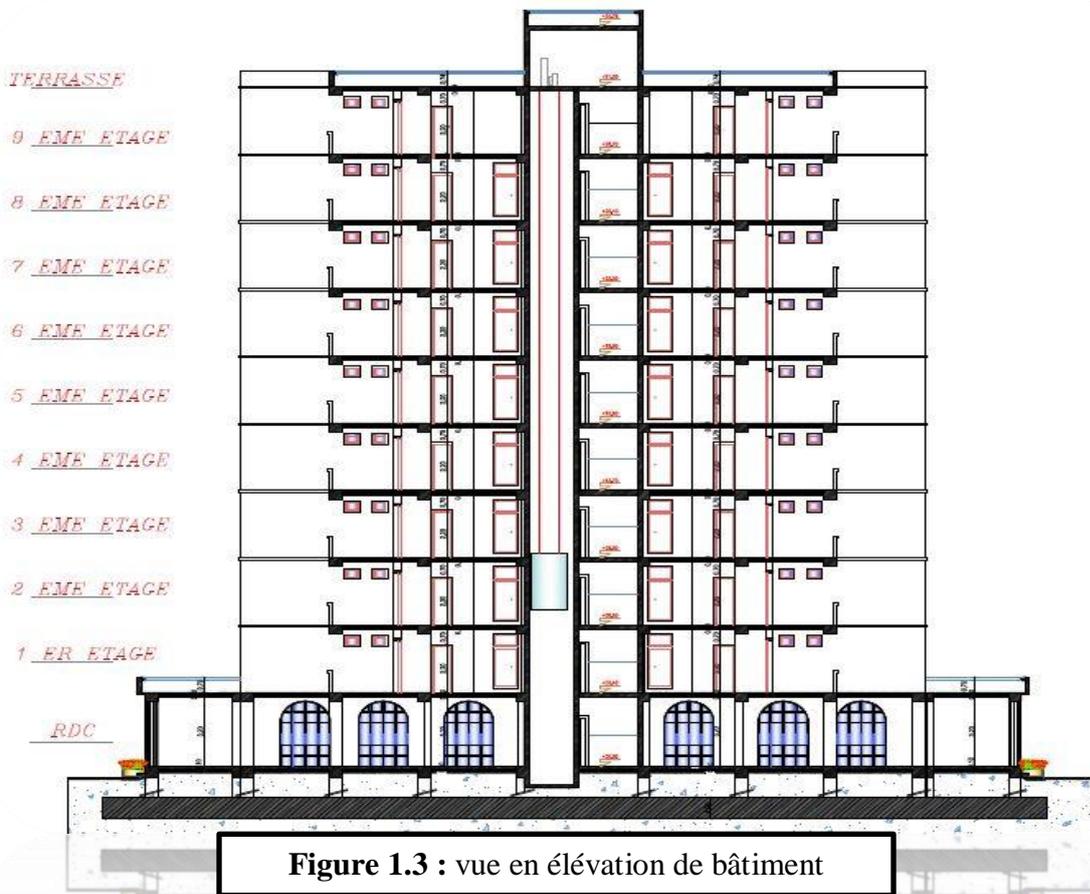


Figure 1.3 : vue en élévation de bâtiment

1.3.2 Conception de la structure :

❖ Ossature de l'ouvrage :

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

❖ Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a eu recours au plancher en corps creux et une dalle de compression de type (16+5) cm qui est très répandue, vu les différents avantages qu'ils nous procurent tel que la facilité de la réalisation, la réduction de poids du plancher et par conséquent l'effet sismique et surtout l'aspect économique.

Planchers en dalle pleine dans les balcons, puisque leur portée est grande (porte à faux).

❖ Maçonnerie :**• Murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en double parois qui se compose de briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm et intérieures d'épaisseur 10cm, séparées par une âme d'air de 5cm qui a un rôle d'isolant thermique et acoustique.

• Murs intérieurs (cloison de répartition) :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

❖ Les escaliers :

Ils sont des éléments secondaires non structuraux, permettent la circulation verticale entre les niveaux.

Dans notre projet les escaliers sont droits à deux volées avec un palier intermédiaire de repos. Le 1^{er} a 9 marches utilisé pour l'accès de RDC au 1er étage, tant dis que le 2^{ème} a 8 marches seulement pour ceux qui relient le reste des différents niveaux.

❖ L'ascenseur :

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

❖ Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les planchers (chambres, couloirs et escaliers)
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures et murs extérieurs.
- Une étanchéité multicouche imperméable pour éviter la pénétration des eaux pluviales avec une forme de pente d'épaisseur 0.07cm, pour le recouvrement du plancher terrasse.

❖ L'acrotère :

Au niveau des deux terrasses semi-accessible et inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

1.3.3 Caractéristique de site d'assise :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version2003

Le site est considéré comme site meuble (S3).

Contrainte admissible du sol = 2 bars .

1.4 Caractéristique mécanique des matériaux :

La structure de notre bâtiment est en béton armé qui est un élément mélangé par plusieurs matériaux. Il est constitué par la réunion de deux matériaux que nous supposons simple c'est **le béton** et **l'acier** ces deux sont disposés d'une façon à utiliser d'une manière économique la résistance de chacun d'eux.

1.4.1 Le Béton :

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de granulats gros et fins (gravillons ou pierres concassées, sable), de ciment et d'eau et éventuellement des adjuvants .Les adjuvants peuvent être employés dans le béton afin d'améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.



Figure1.4 : composants du béton

- En absence d'une étude détaillée de la composition du béton, on utilise la composition moyenne de béton avec un dosage de 350 kg/m³ de ciment (CEM II/ A 42.5) qui permet d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à 25 MPa et les proportions dans 1 m³ de béton sont :

- 350 kg de ciment
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm.
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

1.4.1.1 Avantages principaux de béton :

- **L'intérêt économique** : Le béton est le moins coûteux des matériaux résistants à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments. On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce que sa résistance est moins chère des matériaux résistants à la traction.
- **La souplesse d'utilisation** : le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact.
- **Economie d'entretien** : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.
- **Résistance au feu** : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métallique ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.
- **Résistance aux efforts accidentels** : le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.

- **Durabilité** : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air la seule condition à observer et la protection des armatures.

1.4.1.1 Caractéristiques de béton :

❖ La masse volumique du béton :

La masse volumique d'un béton normal (granulat courant) varie entre 2200 kg/m³ et 2400 kg/m³. Tant dis que sa valeur pour le béton armé est de 2500kg/m³.

❖ Résistance mécanique :

• Résistance à la compression :

Elle est désignée par f_{cj} . Dans le cas courant, pour l'établissement des projets, la résistance de référence est prise à **28j** dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Elle est notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage en 1m³.

Elle se mesure par compression axiale des cylindres de béton Ø16x32 cm avec une section $S = 200$ cm².

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,4+0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f > 40\text{MPa} \end{aligned} \right\} \quad \mathbf{j < 28 \text{ jours}}$$

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} &= 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f > 40\text{MPa} \end{aligned} \right\} \quad \mathbf{j \geq 28 \text{ jours}}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

Dans notre projet on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

• Résistance à la traction :

Elle est désignée par f_{tj} (résistance à la traction à " j " jours). Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par les relations :

$$\left\{ \begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} &= 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{aligned} \right.$$

Pour notre cas on a $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

❖ **Déformation du béton :**

• **Déformation longitudinal :**

-Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa

-Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en Mpa.}$$

• **Déformation transversal :**

-coefficient de Poisson : il est pris égale à :

$\nu = 0,20$ pour la justification aux E.L.S. (section non fissurée)

$\nu = 0$ dans le cas des E.L.U (section fissurée).

❖ **Diagrammes déformations - contraintes de béton:**

C'est un diagramme de contraintes de déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U(en compression 2 ‰ et 3.5‰)

σ_{bc} : contrainte de compression du béton

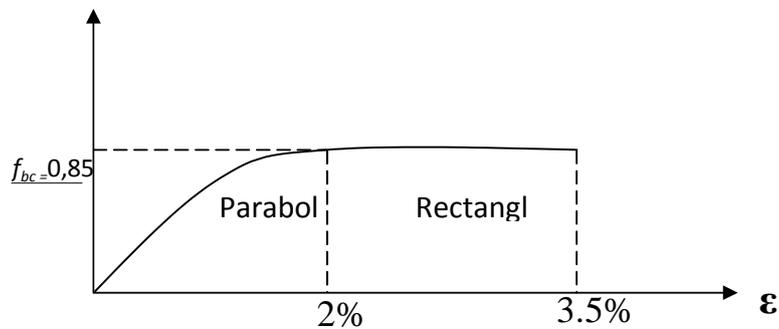


Figure1.5 Diagramme parabol rectangle

❖ **Contrainte admissible de cisaillement :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

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

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur utile

d : Hauteur utile

❖ La méthode des états limites

-Définition d'un état limite

Un « **état limite** » est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter pendant toute sa durée de vie des sécurités suffisantes vis-à-vis de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments, d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect et le confort des usagers.

-Type des états limites :

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

- **Etats Limites Ultimes (E.L.U.)** : On distingue

- Etat limite d'équilibre statique : stabilité des constructions ;
- Etat limite ultime de résistance (symbole E.L.U.R.) : matériaux constitutifs ;
- Etat limite de stabilité de forme (symbole E.L.U.S.F.) : non risque de flambement.

- **Etats Limites de Services (E.L.S.)** : On distingue

- Etat limite de compression du béton : une contrainte de compression à ne pas dépasser
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.

1.4.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés dans le béton armé sont **des aciers doux, mi-durs et durs**.

- Acier doux → % carbone 0,15 - 0,25 %
- Acier mi dur et dur → % carbone 0,25 - 0,45 %

Les aciers utilisés en béton armé en pratique :

- Acier rond lisse (Fe215, Fe235) pour les armatures transversales.
- Acier à haute adhérence (Fe400 , Fe500) pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$

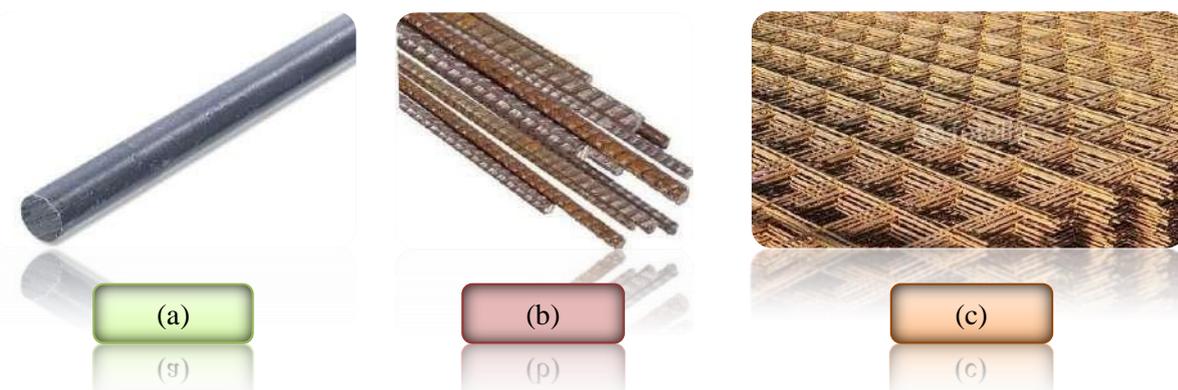


Figure 1.6 : Les aciers utilisés en béton armé (en pratique)

On trouve les aciers pour le béton armé sous trois formes :

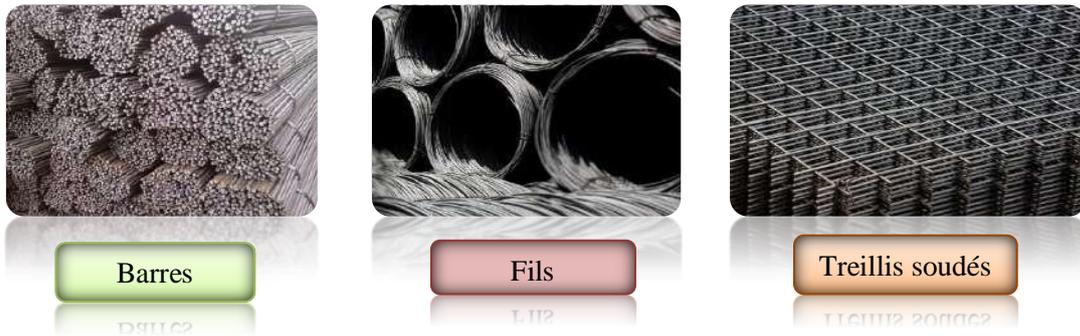


Figure. 1.7: Les formes des aciers pour le béton armé sur le marché

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 m.

-Les diamètres normalisés d'armatures courantes sont : 6,8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40 mm.

- Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier.

-Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à $E_s = 200\,000$ MPa.

1.4.2.1 Caractéristique d'acier :

❖ Diagramme déformation contrainte de calcul :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

- **E.L.U :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ dans le cas accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ dans le cas durable (général).} \end{array} \right.$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 186,96 \text{ MPa (Barre RL)} \\ \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa (Barre HA)} \end{array} \right.$$

Avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Contrainte de calcul de traction

- **E.L.S :**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- Fissuration peu préjudiciable \longrightarrow pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$ MPa
- Fissuration très préjudiciable $\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$ MPa

avec :

- $\eta=1$: pour des ronds lisses
- $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm.
- $\eta=1,3$: pour les hautes adhérences avec $\Phi < 6$ mm.

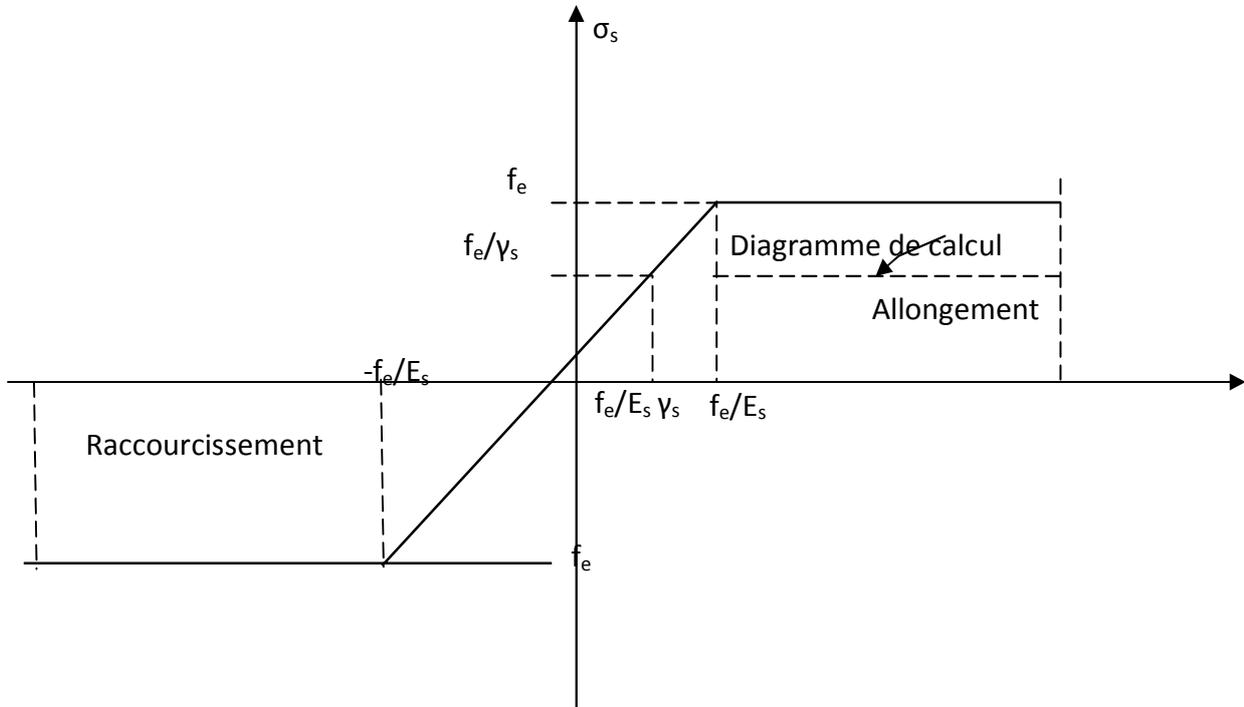


Figure 1.8: Diagramme déformation-contrainte

❖ **Poids volumique :**

Béton armé $\longrightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$.

Béton non armé $\longrightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$.

Acier $\longrightarrow \gamma_s = 78,5 \text{ KN/m}^3$.

❖ **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :

- longitudinales : on a choisi le : « $400..E_{fe}$ » H.A $f_e=400 \text{ MPa}$

- transversales : on a choisi le : « $235..E_{fe}$ » R.L

- treillis soudés (de la dalle de compression) : « $500..E_{fe}$ » H.A

❖ Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- Etats limite de service.

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

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

1,35 G+ 1,5 Q.

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : G + Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes (2) :

- G+Q+E G : charge permanente
- G+Q ± 1,2 E avec Q : charge d'exploitation
- 0,8 G+E E : effort de séisme.

Chapitre 2

Pré dimensionnement et descente des charges

2.1. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2.1.1. Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés de telle manière à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- ❖ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- ❖ Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA 99 version 2003

2.1.2. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche : $h_t \geq \frac{L}{22,5}$

Avec L : la portée max entre nus d'appuis, $L_{\max} = 3,9$ m

$$\rightarrow h_t \geq \frac{390}{22,5} = 17,33 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t=21$ cm

Soit un plancher (16+5) cm

Avec : 16cm \rightarrow corps creux.

5 cm \rightarrow dalle de compression.

2.1.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite. En enlevant une bande de largeur de «1cm » sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

Les poteaux en béton armé ont des sections dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

D'après l'article (B.8.4.1) du CBA93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

2.1.3.1. Type 1 : le poteau le plus sollicité (poteau centrale) :

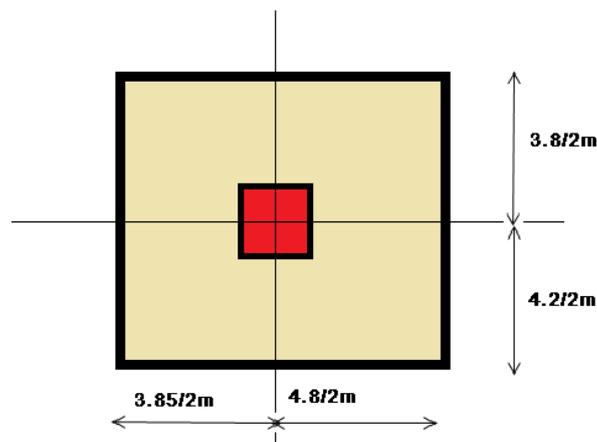


Figure 2.1 : Section du poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale :

$$S = \left(\frac{3.85}{2} + \frac{4.8}{2}\right) \times \left(\frac{3.8}{2} + \frac{4.2}{2}\right) \quad S = 17.3 \text{ m}^2$$

Avec : **S** : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de : **Q = 1 t /m²**

D'après l'article (B.8.4.1) du CBA93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

N_u : Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau.

B_r : est la section réduite de béton. Elle est calculée en enlevant une bande de 1cm de largeur sur le pourtour de la section réelle.

α : est fonction de λ ; C'est un coefficient de sécurité qui permet de tenir compte du flambement. [6]

$$\gamma_b = 1,5 \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \text{Soit : } \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$

Dans le **BAEL 91 modifié 99** il est préférable de prendre $\lambda = 35$

a : dimension de la section du béton du poteau.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400 \text{ MPa}$

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

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

(a ,b) : dimension de la section du béton du poteau $B = a \times b m^2$

Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

- Poteaux circulaires $B_r = \pi \cdot \frac{(D - 0,02)^2}{4} m^2$

$B = \pi \cdot \frac{(D)^2}{4} m^2$ Avec : D est diamètre de la section circulaire

On tire de l'équation Nu la valeur de B_r

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

D'après le **R.P.A 99 V 2003 (article 7.4.2.1)** Le pourcentage **minimal** des armatures est de 0,8% en zone IIa,

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **R.P.A 99 V 2003 article 7.4.1 (zone IIa)**.

❖ **Poteau rectangulaire ou carré :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \text{cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

❖ **Poteau circulaire :**

$$D \geq \frac{h_e}{15} \text{ et } D \geq 35\text{cm}$$

Avec : b, h dimensions de la section

h_e : la hauteur de l'étage ($h_e=3,05\text{m}$)

D : diamètre de la section circulaire

- **Effort normal maximal à l'ELU (poteau carrés)**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n$$

- Q : Charge moyenne répartie de 1 t /m².

- n : nombre d'étage (plancher).

Poteaux RDC (n =10)

$$N_u = 1 \times 17.3 \times 10 = 173\text{t} \longrightarrow N_u = 1.73 \text{ MN}$$

- **Section réduite (B_r) :**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}} \text{ et } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} \text{ et } \theta = 1 (\text{charge} > 24\text{h})$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 1.73}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \longrightarrow Br \geq 0.1110 m^2$$

On a :

$$Br = (a - 0.02)^2 \geq 0.111 m^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$a \geq \sqrt{0.1110} + 0.02$$

$$a \geq 0.352 m$$

Donc $a \geq 35.2$ cm alors on prend $a = b = 40$ cm.

• **Calcul de section suivant R.P.A 99 V2003 (article 7.4.3.1)**

$$\frac{Nu}{B \times f_c 28} \leq 0.3 \quad \text{Avec } B : \text{ section de poteau}$$

Poteaux de RDC (n = 10) :

$$\frac{Nu}{B \times f_c 28} = \frac{1 \times 17.3 \times 10 \times 10^{-2}}{0.3 \times 25} = 2306.667 cm^2$$

Donc $a = b \geq \sqrt{2306.667} = 48.03$ cm \longrightarrow on prend $a = b = 50$ cm
Soit ; un poteau RDC de (50 x 50) cm²

2.2.2.2. Vérification des conditions du R.P.A 99 V2003:

$$\left[\begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifiée.} \\ \min(a, b) \geq h_e / 20 = 340 / 20 = 17 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifiée.} \\ 1 / 4 < a / b < 4 \longrightarrow 1 / 4 < 1 < 4 \longrightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

2.2.2.3. Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9ème étage avec une section de (30x30)cm²

• **Calcul moment inertie**

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

• **Rayon de giration ix, iy**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{Avec } A = a \times b \longrightarrow A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{67500}{900}} \longrightarrow i_x = i_y = 8.66$$

• **Calcul de l'élancement**

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

$$\text{Avec } l_f = 0.7 \times l_0 \quad l_0 = 3.1 \text{ m} \quad l_f = 2.17 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{217}{8.66} \quad \lambda_x = \lambda_y = 25.06 < 50 \longrightarrow \text{le flambement est vérifié}$$

Tableau 2.1 : récapitulation de calcul de pré dimensionnement des poteaux

Poteau	N° (étage)	S (m ²)	Nu (MN)	(a*b) cm ²	l ₀	L _r	I (cm ⁴)	A (cm ²)	i	λ	condition
Galerie	1	6.49	0.649	D=30cm	3.4	1.7	39760.782	706.858	7.5	22.66	cv
RDC	10	17,3	1,73	(50*50)	3,4	2,38	520 833,33	2500	14,43	16,49	cv
1	9	17,3	1,557	(50*50)	3,2	2,24	520 833,33	2500	14,43	15,52	cv
2	8	17,3	1,384	(45*45)	3,2	2,24	341 718,75	2025	12,99	17,24	cv
3	7	17,3	1,211	(45*45)	3,2	2,24	341 718,75	2025	12,99	17,24	cv
4	6	17,3	1,038	(40*40)	3,2	2,24	213 333,33	1600	11,55	19,40	cv
5	5	17,3	0,865	(40*40)	3,2	2,24	213 333,33	1600	11,55	19,40	cv
6	4	17,3	0,692	(35*35)	3,2	2,24	125 052,08	1225	10,10	22,17	cv
7	3	17,3	0,519	(35*35)	3,2	2,24	125 052,08	1225	10,10	22,17	cv
8	2	17,3	0,346	(30*30)	3,2	2,24	67 500,00	900	8,66	25,87	cv
9	1	17,3	0,173	(30*30)	3,2	2,24	67 500,00	900	8,66	25,87	cv

2.1.3. Pré dimensionnement des poutres :

2.1.3.1. Définition :

Ce sont des éléments résistants de type barre, transmettant les charges et surcharges provenant des planchers (en plus de leurs poids propres) aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. :

- ✓ elles relient les poteaux.
- ✓ elles Supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires (Châinages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

2.1.3.2. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement est effectué pour la plus grande portée de poutre à l'aide des formules de BAEL 91 et vérifié selon le RPA99-2003.

D'après le BAEL 91 :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L = plus grande portée entre axes

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

- **Les poutres principales** : L = 4.8 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48 \rightarrow \text{On prend } h=40\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

On prend la min de R.P.A $\rightarrow b = 30\text{cm}$ pour tous les poutres principales

Nous adoptons enfin (b, h) = (30,40).

- **Les poutres secondaires** : L = 4.2 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \rightarrow \text{On prend } h=35\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

On prend la min de R.P.A $\rightarrow b = 30\text{cm}$ pour tous les poutres principales

Nous adoptons enfin (b, h) = (30,35).

D'après le R.P.A 99 V2003 (article 7.5) :

✓ $b \geq 20\text{ cm} \rightarrow 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée.

✓ $h \geq 20\text{ cm} \rightarrow 35\text{ cm} > 20\text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée.

✓ $h/b < 4 \rightarrow 35/30 < 4 \rightarrow$ Vérifiée.

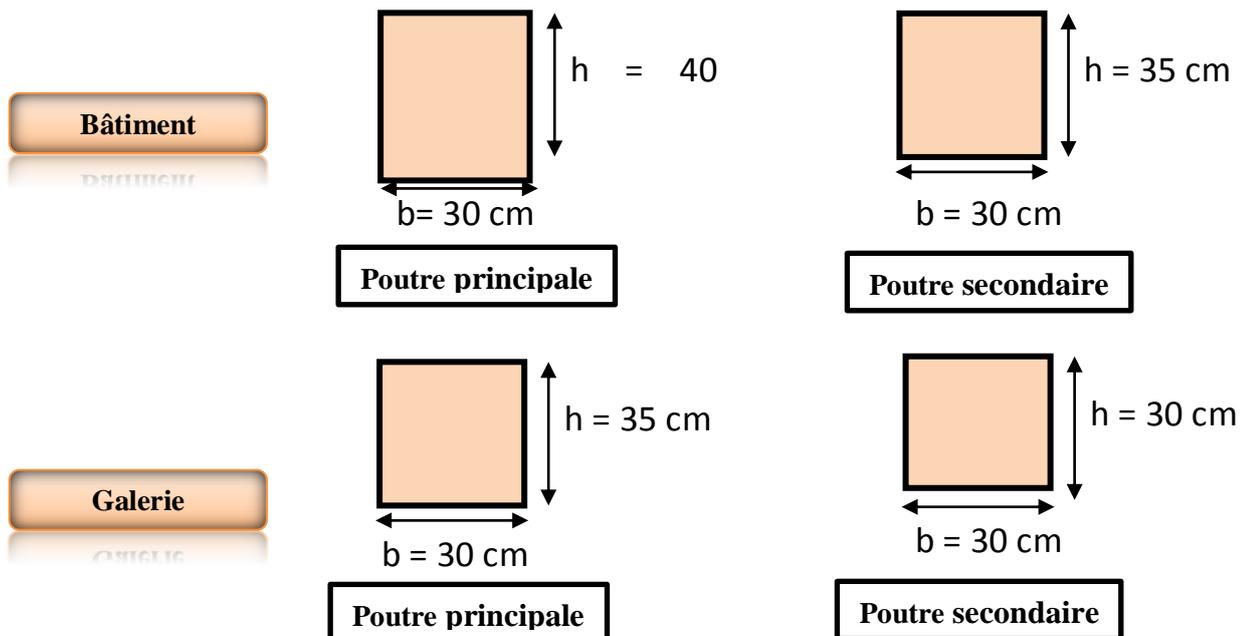


Figure 2.2 : Sections des poutres principales et poutres secondaires

2.1.4. Récapitulation de pré dimensionnement (Poteaux, Poutres) :

Tableau 2.2 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

Niveau	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
Galerie	D=30	(30×35)	(30×30)
RDC	(50×50)	(30×40)	(30×35)
1 ^{er} étage	(50×50)	(30×40)	(30×35)
2 ^{ème} étage	(45×45)	(30×40)	(30×35)
3 ^{ème} étage	(45×45)	(30×40)	(30×35)
4 ^{ème} étage	(40×40)	(30×40)	(30×35)
5 ^{ème} étage	(40×40)	(30×40)	(30×35)
6 ^{ème} étage	(35×35)	(30×40)	(30×35)
7 ^{ème} étage	(35×35)	(30×40)	(30×35)
8 ^{ème} étage	(30×30)	(30×40)	(30×35)
9 ^{ème} étage	(30×30)	(30×40)	(30×35)

2.1.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Ils sont considérés comme des éléments qui satisfont la condition de **R.P.A 99 V 2003 (article 7.7)** ;

$$\begin{cases} L \geq 4 a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

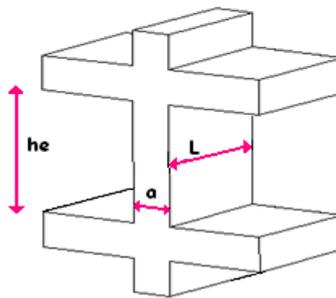


Figure 2.3 : Coupe de voile en élévation

Avec :

L : La longueur du voile

a : L'épaisseur du voile (a min=15cm)

he : hauteur libre d'étage

-On a un seul type des voiles → voile de contreventement :

Avec :

Zone de GUELMA { - nombre d'étages \geq R+3étages
 - la hauteur \geq 14 m

Et on a :

$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 3,05 \text{ m} \rightarrow a \geq 3,05/20 = 0,1525 \text{ m} \text{ pour étage RDC.} \\ h_e = 2,75 \text{ m} \rightarrow a \geq 2,75/20 = 0,1375 \text{ m} \text{ pour les étages courants.} \end{array} \right.$

Tableau 2.3 : dimensions des voiles

Niveau	Epaisseur
RDC	18 cm
Etage courant	15cm

2.1.6. Pré dimensionnement des planchers en dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Elle peut reposer avec ou sans continuité sur un, deux ou plusieurs appuis constitués par des poutres, murs ou voiles. Dans notre structure, nous avons opté pour des dalles pleines pour la réalisation des balcons en porte à faux.

Notre ouvrage comporte deux types de balcon :

1^{er} type ($l_x=1.45\text{m}$; $l_y=5.21\text{m}$) dalle sur deux appuis.

2^{ème} type ($l_x=1.45\text{m}$; $l_y=4.35\text{m}$) dalle sur trois appuis.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Résistance à la flexion :**

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq Lx / 20$
- Dalle reposant sur deux appuis : $Lx/35 < e < Lx/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 < e < Lx/40$

❖ **Résistance au feu :**

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de Coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de Coupe-feu.
- $e \geq 17.5\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

❖ **Isolation acoustique :**

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

- Calcul d'épaisseur :

Pour le 1^{er} type : $Lx/35 < e < Lx/30 \longrightarrow 4.142 < e < 4.83$

Pour le 2^{ème} type : $Lx/50 < e < Lx/40 \longrightarrow 2.9 < e < 3.625$

On prend : $e=15\text{cm}$ pour les deux types.

2.1.7. Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier. L'escalier est calculé à la flexion simple.

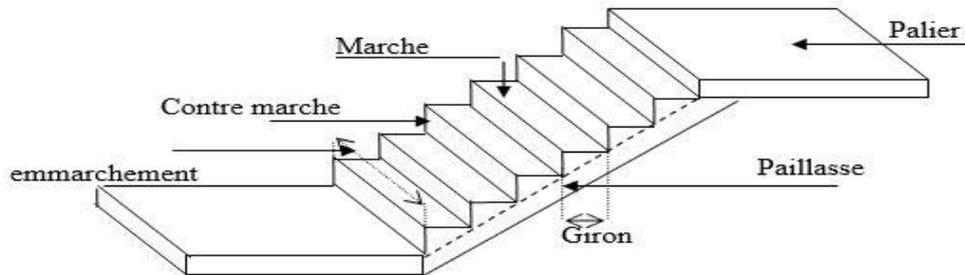


Figure 2.4 : Schéma des composantes d'escalier

D'après la formule empirique de « BLONDEL » : $g+2h=m$ avec $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

h : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche » il est compris entre (16 ;18) cm.

g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

Dans notre cas on prend $h=17\text{cm} \longrightarrow 27\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm} \longrightarrow g = 30\text{cm}$

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

❖ Nombre de contre marche et de marche :

$N_{c.m} = H/2h$ avec H : hauteur libre d'étage

Dans notre cas on a :

- **Pour RDC :** $H_1 = 3.4\text{m}$

$$N_{cm1} = 3.4 / (2 \times 0.17) = 10 \text{ contre marches}$$

$$N_{m1} = N_{c.m} - 1 = 9 \text{ marches.}$$

- **Pour étage courant :** $H_2 = 3.1\text{m}$

$$N_{c.m2} = 3.1 / (2 \times 0.17) = 9 \text{ contre marches}$$

$$N_{m2} = N_{c.m} - 1 = 8 \text{ marches.}$$

❖ La longueur de la volée :

- **Pour RDC :** $L_v = N_{m1} \times g = 9 \times 30 = 270\text{ cm}$

- **Pour étage courant :** $L_v = N_{m1} \times g = 8 \times 30 = 240\text{ cm}$

❖ L'angle d'inclinaison :

$$\text{tga} = H/L = 1.7/3 = 0.5667 \quad \text{et} \quad \text{tga} = h/g = 17/30 = 0.5667$$

$$\alpha = \text{cotg}(0.5667) = 29.54^\circ$$

❖ Longueur de ligne de foulée :

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

- **Pour RDC :** $L = N_{cm1} \cdot g \longrightarrow L = 10 \times 0.3 = 3\text{ m.}$

- **Pour étage courant :** $L = N_{c.m2} \cdot g \longrightarrow L = 9 \times 0.3 = 2.7\text{ m}$

❖ **L'épaisseur de la paillasse** : est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

- Pour RDC: $3/30 \leq e \leq 3/20 \rightarrow 0.1m \leq e \leq 0.15m$
- Pour étage courant : $2.7/30 \leq e \leq 2.7/20 \rightarrow 0.09m \leq e \leq 0.135m$

Donc on adopte : **e=15cm** (Pour les raisons de la vérification de la flèche)

2.2. DESCENTE DES CHARGES :

2.2.1. Plancher Terrasse inaccessible et semi-accessible :

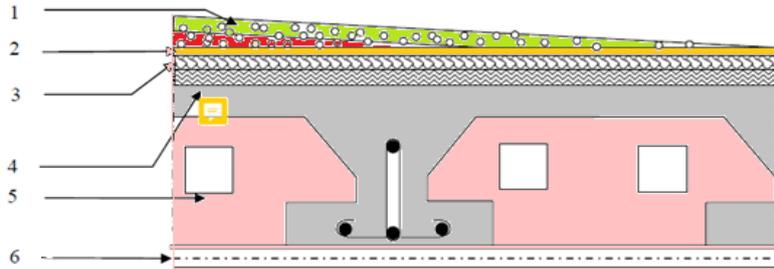


Figure 2.5 : Descente des charges (terrasse inaccessible et semi-accessible).

Tableau 2.4 : Descente des charges (terrasse inaccessible et semi-accessible).

N°	Chargement	Ep (m)	Masse volumique (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Gravillon de protection roulé	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	-----	0.12
3	Forme de pente	0.07	22	1.54
4	Isolation thermique en liège	0.04	2.5	0.10
5	Plancher à corps creux	(0.16+0.05)	-----	3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

- Charge permanente (poids propre) $G = 5,96 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (inaccessible) : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (semi-accessible) : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

2.2.2. Porte à faux(en dalle pleine) inaccessible :

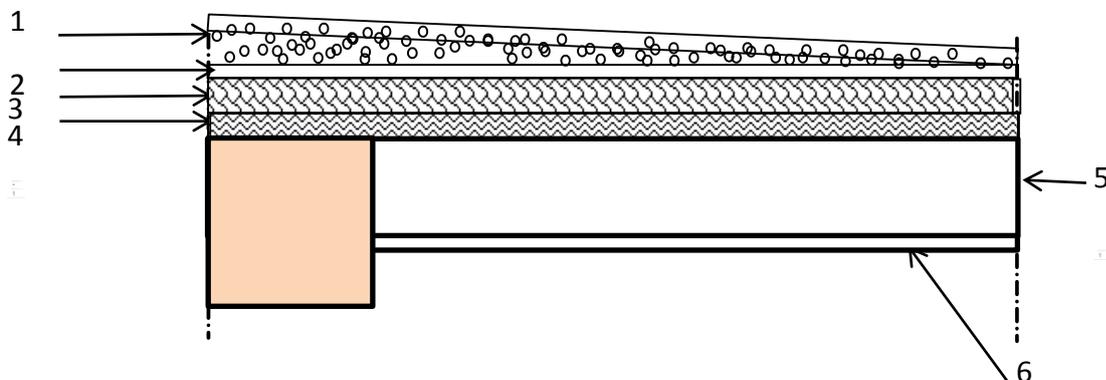


Figure 2.6: Descente des charges (porte à faux en dalle pleine)

Tableau 2.5 : Descente des charges (porte à faux en dalle pleine).

N°	Chargement	Ep (m)	Masse volumique (KN /m3)	Poids (KN /m2)
1	Gravillon de protection roulé	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	-----	0.12
3	Forme de pente	0.07	22	1.54
4	Isolation thermique en liège	0.04	2.5	0.1
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36

- Charge permanente (poids propre) : $G=6.87\text{KN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$.

2.2.3. Plancher étage courant:

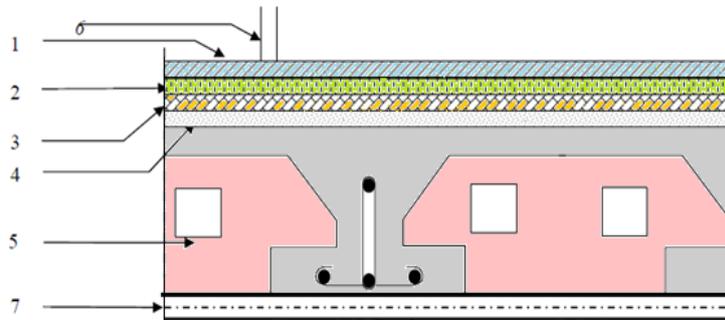


Figure 2.7 : Descente des charges (étage courant).

Tableau 2.6 : Descente des charges (étage courant).

N°	Chargement	Ep (m)	Masse volumique (KN /m3)	Poids (KN /m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4	Isolation phonique	-----	-----	0.10
5	Plancher à corps creux	(0.16+0.05)	-----	3
6	Cloisons en brique creuse	0.10		1
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20

- charge permanente (poids propre) $G =5,46 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (plancher courant) : logements $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

2.2.4. Murs extérieurs :

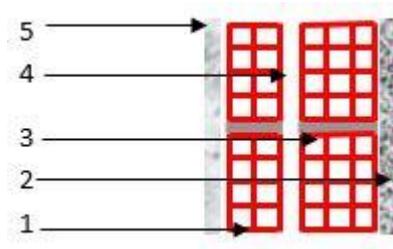


Figure 2.8 : Descente des charges (Murs extérieurs).

Tableau 2.7 : Descente des charges (Murs extérieurs).

N°	Chargement	Ep (m)	Poids (KN /m ²)
1	Enduit en ciment int	0.02	0.4
2	Brique de (15cm)	0.015	1.35
3	L'ame d'aire	-----	-----
4	Brique de (10cm)	0.01	0.9
5	Enduit en ciment ext	0.02	0.4

- charge permanente (poids propre) $G = 3.05 \text{ KN/m}^2$.

2.2.5. Murs intérieures :

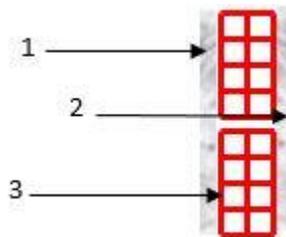


Figure 2.9 : Descente des charges (Murs intérieurs).

Tableau 2.8 : Descente des charges (Murs intérieurs).

N°	Chargement	Ep (m)	Poids (KN /m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18
2	Brique de (10cm)	0.015	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18

- Charge permanente (poids propre) $G = 1.26 \text{ KN/m}^2$.

■ **Remarque :** Notre construction comporte des murs avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouverture :

*Murs avec portes (90% G).

*Murs avec fenêtres (80% G).

*Murs avec portes et fenêtres (70% G).

2.2.6 Plancher en dalle pleine (balcon) :

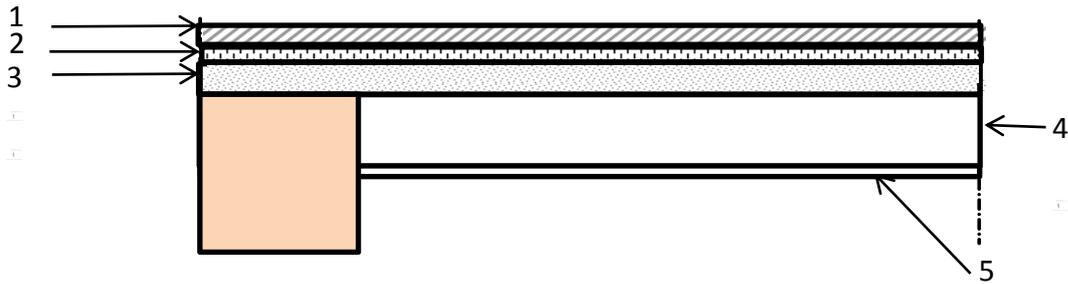


Figure 2.10 : Descente des charges (dalle pleine).

Tableau 2.9 : Descente des charges (dalle pleine).

N°	Chargement	Ep (m)	Masse volumique (KN /m3)	Poids (KN /m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment ext	0.02	18	0.36

- charge permanente (poids propre) $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

2.2.7. Escalier :

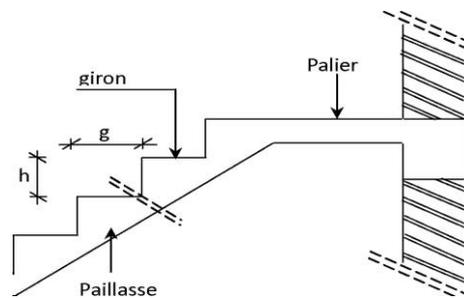


Figure 2.11 : Les éléments constitutifs d'un escalier.

❖ Palier :

Tableau 2.10 : Descente des charges (Palier).

N°	Chargement	Ep (m)	Masse volumique (KN /m3)	Poids (KN /m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Dalle pleine	0.15	25	3.75
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

- Charge permanente (poids propre) $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

❖ Paillasse :

Tableau 2.11 : Descente des charges (Paillasse).

N°	Chargement	Ep (m)	Masse volumique (KN /m3)	Poids (KN /m2)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.4
2	Revêtement en carrelage vertical $\times \frac{h}{g}$	$0.02 \times \frac{0.17}{0.3}$	20	0.227
3	Mortier de ciment horizontal	0.02	20	0.4
4	Mortier de ciment vertical $\times \frac{h}{g}$	$0.02 \times \frac{0.17}{0.3}$	20	0.226
5	poids propre des marches $\times \frac{h}{2}$	0.17/2	22	1.87
6	Poids propre de la paillasse $\frac{e}{\cos(29.54)}$	0,15/cos(x)	25	4.31
7	Garde- corps	-----	-----	0.1
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

- Charge permanente (poids propre) G =7.733 KN/m².
- Surcharge d'exploitation Q = 2.5 KN/m.

2.2.8 Récapitulation de la décente des charges :

Tableau 2.12 : Récapitulation de la décente des charges.

N°	Élément	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)
1	Plancher Terrasse inaccessible	5.96	1
2	Plancher terrasse semi-accessible	5.96	1.5
3	Plancher étage courant	5.46	1.5
4	Murs extérieurs	3.05	-----
5	Murs intérieures	1.26	-----
6	Plancher en dalle pleine (balcon)	5.27	3.5
7	Escalier	Palier	2.5
		Paillasse	

Chapitre 3

Etude des éléments secondaires

3. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :

3.1 Etude du plancher :

3.1.1 Introduction :

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

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

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ($16+5=21\text{cm}$).

→ Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

3.1.2 Dimensionnement des poutrelles :

La section transversale des poutrelles est assimilée à une section en (T) dont la largeur de la table de compression (b) sera prise, d'après la règle de BAEL91 comme étant :

$$B=2b_1+b_0.....(*) \text{ avec } L=3.8\text{m} \text{ et } L_1=65\text{cm}$$

L : portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

L_1 : distance entre axes des nervures

Avec : b_1 est la plus faible des valeurs suivantes d'après l'article de (A4.1.3 de BAEL91) :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L_1 - b_0) \rightarrow b_1 \leq (65 - 12) = 26,5\text{cm} \\ b_1 \leq L/10 \rightarrow b_1 \leq 380/10 = 38\text{cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 30 \leq b_1 \leq 40 \end{cases}$$

Donc on prend $b_1 = 26,5\text{cm}$.

On remplace en (*) → $b = 2(26,5) + 12 = 65\text{cm}$.

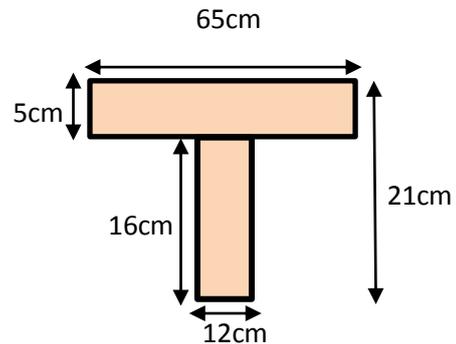


Figure 3.1 : dimensions de poutrelle.

Tableau 3.1 : dimensions de plancher corps creux

Elément	Dimension
Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	5cm
Epaisseur de l'entrevous (h_t)	16cm
Entraxe des nervures (L_1)	65cm
Largeur des nervures (b_0)	12cm
Distance entre nus de deux poutrelles (L)	380cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

3.1.3 Types de poutrelles :

❖ 1^{er} Etage :

Type 1 :



Type 3 :



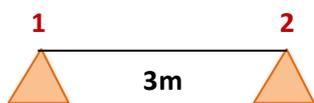
Type 4 :



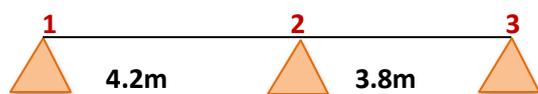
Type 5 :

❖ Galerie :

Type 1 :

❖ Etage courant :

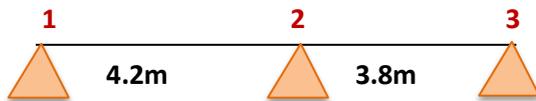
Type 1 :



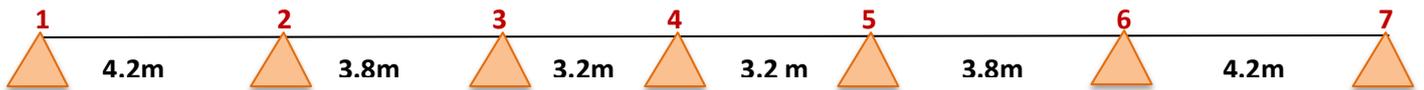
→ Type 2, 3, 4 et 5 (Etage courant) = Type 2, 3, 4 et 5 (1^{er} Etage)

❖ Terrasse :

Type 1 :



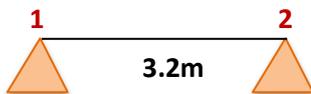
Type 2 :



Type 3 :

❖ Buanderie :

Type 1 :



3.1.4 Charges des poutrelles :

Tableau 3.2 : Charges des poutrelles

Niveau	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Q _u (KN/ml) (1,35G+1,5Q) b	Q _s (KN/ml) (G+Q) b
Étage courant (logements)	5,46	1,5	0,65	6,253	4.524
Terrasse (semi- accessible)	5,96	1.5	0,65	6,692	4.849
Terrasse (inaccessible et buanderie)	5,96	1	0,65	6.205	4.524

3.1.5 Détermination des efforts internes :

3.1.5.1 Méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Remarque : dans notre cas on va essayer de calculer avec la méthode forfaitaire si nos types de poutrelles ne vérifient pas une des conditions de cette dernière on calcul les efforts internes avec la méthode de Caquot.

❖ Présentation de la méthode forfaitaire :

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut l'appliquer si les conditions suivantes sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$

D'après notre cas :

- Plancher terrasse : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Inaccessible} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.92 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Semi-accessible} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.92 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$
- Plancher étage : $\left\{ \begin{array}{l} \text{courant} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.92 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{RDC} = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.92 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$

2^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

D'après notre cas :

- $0.8 \leq \frac{4.2}{3.8} = 1.10 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{3.8}{3.2} = 1.18 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{3.2}{3.8} = 0.84 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{3.8}{4.2} = 0.9 \leq 1.25$ CV

3^{ème} Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »..... **CV**

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

D'après notre cas la fissuration est peu nuisible**CV**

→ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul des efforts internes se fait par « **Méthode forfaitaire** »

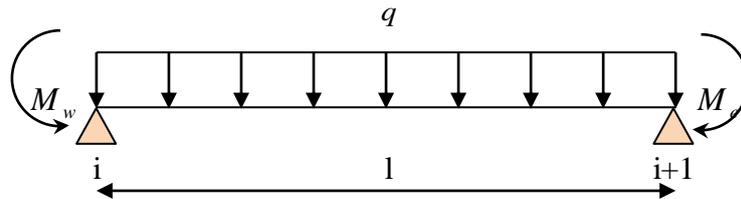
❖ **Application de la méthode forfaitaire :**

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

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

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



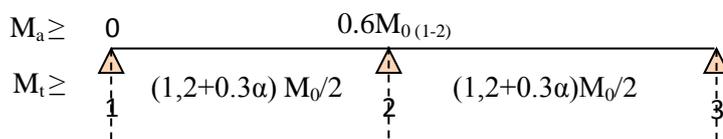
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

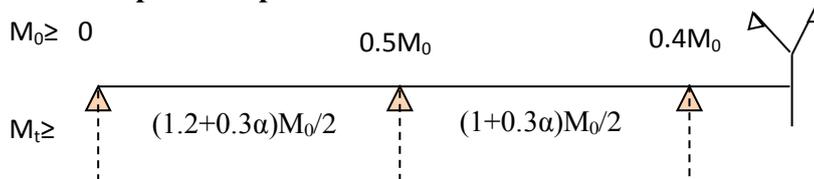
2 • $\begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{cases}$

• **Les valeurs minimales des moments :**

- cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



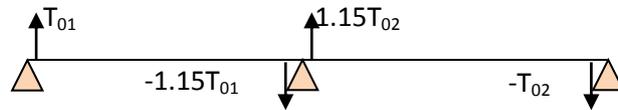
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



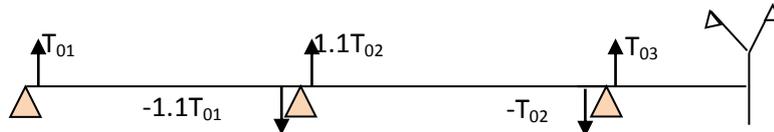
Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

• **Les efforts tranchants :**

- Cas d'une poutre à deux travées :



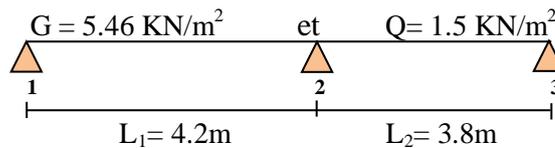
- Cas d'une poutre à plusieurs travées :



3.1.5.2 Calcul des moments et des efforts tranchants :

Nous avons 14 types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 01 d'étage courant par la méthode forfaitaire et les autres sont calculés directement par le logiciel SAP2000.

avec



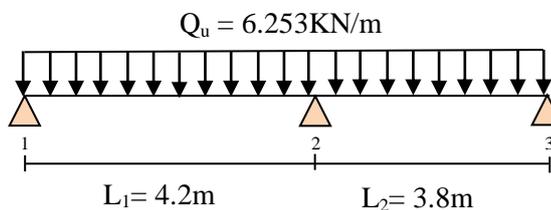
$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{1.5 + 5.46} = \mathbf{0.215}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \times 0.215) = \mathbf{1.064}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \times 0.215) / 2 = \mathbf{0.532}$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.215) / 2 = \mathbf{0.632}$$

❖ **ELU**



❖ **Les moments isostatiques :**

$$M_{o(1-2)} = \frac{Q_U x l^2}{8} = \frac{6.253 \times 4.2^2}{8} = \mathbf{13.787 \text{ KN.m}}$$

$$M_{o(2-3)} = \frac{Q_U x l^2}{8} = \frac{6.253 \times 3.8^2}{8} = \mathbf{11.28 \text{ KN.m}}$$

❖ Les moments sur appuis :

$$Ma_1=Ma_3= 0.15M_{0(1-2)}=0.15 \times 13.787= \mathbf{2.068 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2= 0.6M_{0(1-2)}= \max (0.6M_{01} ; 0.6M_{02}) = \max (8.272 ; 6.768) \longrightarrow \mathbf{Ma_2=8.272 \text{ KN.m}}$$

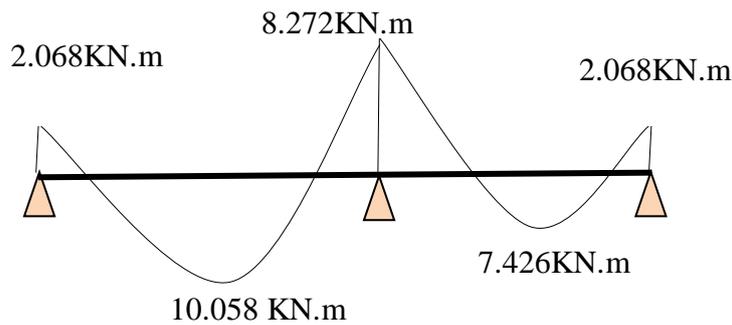
❖ Les moments en travée :

Travée (1-2) : travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (13.787) - (2.068 + 6.768) / 2 = 10.058 \text{ KN.m} \\ 0.632 \times 13.787 = 8.713 \text{ KN.m} \end{cases} \longrightarrow \mathbf{Mt_{(1-2)} = 10.058 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) : travée de rive

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.28) - (6.768 + 2.068) / 2 = 7.426 \text{ KN.m} \\ 0.632 \times 11.28 = 7.128 \text{ KN.m} \end{cases} \longrightarrow \mathbf{Mt_{(2-3)} = 7.426 \text{ KN.m}}$$



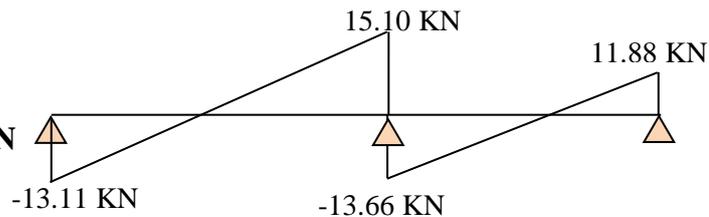
❖ Les efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = -q_u L/2 = -6.253 \times 4.2/2 = \mathbf{-13.131 \text{ KN}}$$

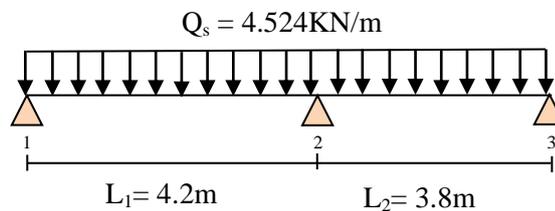
$$T_{e(1-2)} = 1.15 T_{w(1-2)} = -1.15 \times 13.131 = \mathbf{15.100 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = -1.15 q_u L/2 = -1.15 \times 6.253 \times 3.8/2 = \mathbf{-13.662 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.253 \times 3.8/2 = \mathbf{11.880 \text{ KN}}$$



❖ ELS



❖ Les moments isostatiques :

$$M_{o(1-2)} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.524 \times 4.2^2}{8} = \mathbf{9.975 \text{ KN.m}}$$

$$M_{o(2-3)} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.524 \times 3.8^2}{8} = \mathbf{8.165 \text{ KN.m}}$$

❖ Les moments sur appuis :

$$Ma_1=Ma_3= 0.15M_{0(1-2)}=0.15 \times 9.975= \mathbf{1.496 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2= 0.6M_{0(1-2)}= \max (0.6M_{01} ; 0.6M_{02}) = \max (5.985 ; 4.899) \longrightarrow \mathbf{Ma_2=5.985 \text{ KN.m}}$$

❖ Les moments en travée :

Travée (1-2) : travée de rive

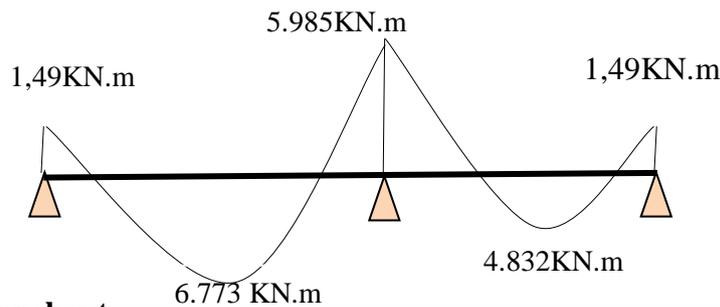
$$Mt_{(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (9.975) - (1.496+5.985)/2 = 6.733 \text{ KN.m} \\ 0.632 \times 9.975 = 6.304 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$\longrightarrow \mathbf{Mt_{(1-2)} = 6.733 \text{ KN.m}}$

Travée (2-3) : travée de rive

$$Mt_{(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.165) - (5.985+1.496)/2 = 4.832 \text{ KN.m} \\ 0.632 \times 8.165 = 5.160 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$\longrightarrow \mathbf{Mt_{(2-3)} = 4.832 \text{ KN.m}}$



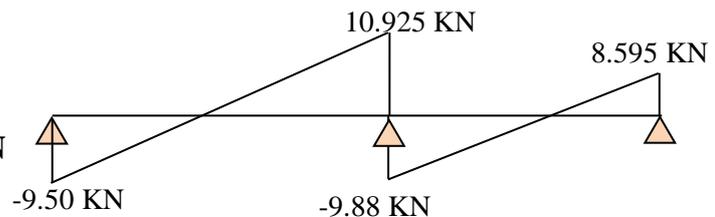
❖ Les efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = -q_s L/2 = 4.524 \times 4.2/2 = \mathbf{-9.500 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.15 T_{w(1-2)} = -1.15 \times 9.500 = \mathbf{10.925 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = -1.15 q_s L/2 = -1.15 \times 4.524 \times 3.8/2 = \mathbf{-9.884 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_s L/2 = 4.524 \times 3.8/2 = \mathbf{8.595 \text{ KN}}$$



Pour les autres poutrelles des différents niveaux leurs résultats sont obtenus par le logiciel SAP2000 sont représentés sous forme des tableaux :

Tableau 3.3 : Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier Buanderie

	Type des poutrelles	Les efforts internes					
		ELU			ELS		
		M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
GALERIE	Type1	6.98	0	9.31	5.09	0	6.79

Tableau 3.4: Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier Terrasse

	Type des poutrelles	Les efforts internes					
		ELU			ELS		
		M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
Planchéier terrasse	Type1	8.06	12.3	15.96	5.88	8.97	11.64
	Type2	9.21	11.91	15.89	6.72	8.63	12.24
	Type3	9.35	11.77	16.86	6.77	8.52	12.21

Tableau 3.5 : Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier Etage courant

	Type des poutrelles	Les efforts internes					
		ELU			ELS		
		M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	Tmax
Planchéier étage courant	Type1	8.07	12.58	16.13	5.87	8.9	11.63
	Type2	8.67	11.13	15.78	6.27	8.05	11.42
	Type3	8.69	11.09	15.77	6.29	8.02	11.41
	Type4	8.73	10.99	15.75	6.32	7.95	11.39
	Type5	11.29	0	11.88	8.17	0	8.60

Tableau 3.6 : Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier étage 1

	Type des poutrelles	Les efforts internes					
		ELU			ELS		
		M tra Max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
Planchéier étage 1	Type1	8.67	11.13	15.78	6.27	8.05	11.42
	Type3	8.69	11.09	15.77	6.29	8..02	11.41
	Type4	8.73	10..99	15.75	6.32	7.95	11.39
	Type5	11.29	0	11.88	8.17	0	8.60

Tableau 3.7: Récapitulatif des charges et sollicitations Planchéier Galerie

	Type des poutrelles	Les efforts internes					
		ELU			ELS		
		M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
GALERIE	Type1	6.98	0	9.31	5.09	0	6.79

3.1.6. Ferrailage des poutrelles (flexion simple) :

Nous avons 14 types de poutrelles, on va calculer le ferrailage pour le type 01 d'étage courant et les autres types sont calculés directement par logiciel SOCOTEC.

3.1.6.1 Calcul des armatures longitudinales :

❖ En travée(E.L.U):

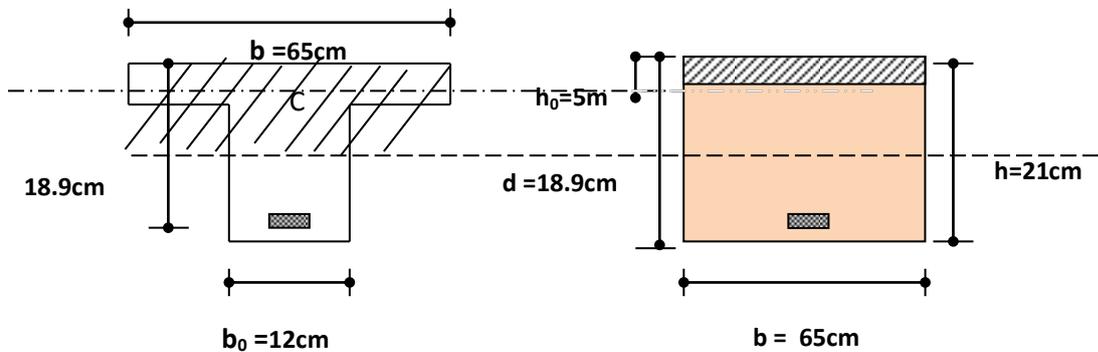


Figure 3.3 : section de ferrailage en travée

$$M_{u \max} = 10.058 \text{ KN.m} = 0.010 \text{ MN.m}$$

• **Moment qui équilibre la table :**

$$M_t = b h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0 / 2) \quad \text{Avec } d = 0.9h = 0.189 \text{ m} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times (0.189 - 0.025) = 0.0755 \text{ MN.}$$

$M_u \max < M_t$ donc la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

-On considère notre section (section **T**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = M_{u \max} / (b \times d^2 \times f_{bc}) = 0.010 / (0.65 \times (0.189)^2 \times 14.17) = 0.030$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (simple armature)}$$

$$A_{st} = M_{u \max} / (z \times \sigma_{st})$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.038 \\ z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.186 \text{ m} \\ \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_{st} = 0.010 / (0.186 \times 348) = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On prend comme choix : } A_{st} = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

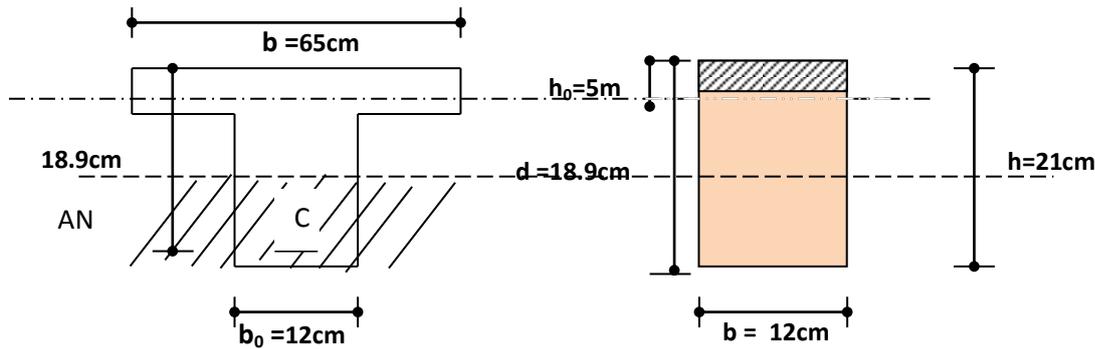
❖ En appuis (E.L.U) :

Figure 3.4 : section de ferrailage en appuis

$$M_{u \max} = 8.272 \text{ KN.m} = 0.0083 \text{ MN.a}$$

- La section est considérée comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b₀) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = M_{u \max} / (b \times d^2 \times f_{bc}) = 0.0083 / (0.12 \times (0.189)^2 \times 14,17) = 0.136$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392 \longrightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_{st} = M_{u \max} / (z \times \sigma_{st})$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.183 \\ z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.175 \text{ m} \\ \sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_{st} = 0.0083 / (0.175 \times 348) = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow \text{On prend comme choix : } A_{st} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0.23 b \times d \times (f_{t28} / f_e) \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

• En travée :

$$\longrightarrow 0.23 b \times d \times (f_{t28} / f_e) = 0.23 \times (0.65) \times (0.189) \times (2.10 / 400) = 1.48 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow 2.36 \text{ cm}^2 > 1.48 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• En appui :

$$\longrightarrow 0.23 b \times d \times (f_{t28} / f_e) = 0.23 \times (0.65) \times (0.189) \times (2.10 / 400) = 1.48 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow 2.26 \text{ cm}^2 > 1.48 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul et vérification des contraintes (l'ELS) :**

On est dans le cas de « simple armature » \rightarrow Asc=0 :

En travée : $M_{s \max} = 6.733 \text{ KN.m} = 6.733 \times 10^{-3} \text{ MN}$

En appuis : $M_{s \max} = 5.985 \text{ KN.m} = 5.985 \times 10^{-3} \text{ MN}$

• **Position de l'axe neutre:**

$$b \times (x^2/2) + n \times A_{st} \times (d-x) = 0 \rightarrow 0.325x^2 + 15 \times 0.000226 \times (0.189-x) = 0 \rightarrow x = 4.025 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie :**

$$I = b \times (x^3/3) + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = 9245.63 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

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

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = (M_s \times x) / I = 2.916 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.916 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En appuis :**

$$\sigma_{bc} = (M_s \times x) / I = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.60 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = n \times M_s \times (d-x) / I = 162.487 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 162.487 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En appuis :**

$$\sigma_{st} = n \times M_s \times (d-x) / I = 144.436 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 144.436 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

❖ **Armature transversale :**• **Vérification au cisaillement : (Fissuration peu nuisible) :**

$$\tau_u = T_u / (b_0 \times d) \quad \text{avec} \quad b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18.9 \text{ cm, } T_u = 15.10 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.665 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min (0.20 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \tau \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min (h/35, \phi_l, b/10) \longrightarrow \phi_t \leq \min (21/35, 1.2, 12/10) \longrightarrow \phi_t \leq 0.71 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = \phi_6$

- **Calcul de l'espacement : (D'après le R.P.A 99)**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi_l \text{ min}; 30 \text{ cm}) = \min (21/4; 12 \times 1.2; 30) = \min (5.25; 14.4; 30)$$

On prend : **St = 5 cm.**

- **Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 21/2 \dots St = 10 \text{ cm.}$$

- ❖ **Vérification au glissement :**

- **En appui :**

$$T_u - (M_u / 0,9 \times d) \leq 0 \quad 15.1 \times 10^{-3} - (5.985 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.189) = -0.02 \text{ MN} < 0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAE.L 91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L \geq 1/16 \dots (1) \\ A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \dots (2) \\ h/L \geq 1/10 \times (M_t / M_0) \dots (3) \end{array} \right.$$

$$(1) \longrightarrow 0.21/4.2 = 0.05 \geq 1/16 = 0.062 \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc sans vérifier les 2 dernières conditions \longrightarrow la vérification de flèche est nécessaire.

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec} \quad f_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{4.2}{500}$$

$$\longrightarrow f_{admissible} = 0.0084 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.65 \times 0.21^3}{12} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$\longrightarrow I_0 = 5.266 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = (0.05 \times f_{t28}) / \varphi \times (2 + 3 \times b_0 / b) \quad \text{avec} \quad \varphi = A_{st} / b_0 \times d = 2.36 / 12 \times 18.9 = 0.010$$

$$\longrightarrow \lambda_i = 4.111$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s \times f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 348 \times 2.1}$$

$$\longrightarrow \mu = 0.874$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 5.266}{1 + 4.111 \times 0.874} \times 10^{-4}$$

→ $I_{fi} = 1.261 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{s \max}}{E_i \times I_{fi}} \quad \text{avec} \quad E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

→ $\frac{1}{\gamma} = 0.0016 \text{ m}^{-1}$

→ La flèche : $f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4.2^2}{10} \times 0.0016$

→ $f = 0.0028 \text{ m} < f_{\text{admissible}} = 0.0084 \text{ m} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Pour les autres poutrelles des différents niveaux leurs résultats sont représentés en tableaux :

Tableau 3.8 : Récapitulatif des ferrillages des poutrelles de chaque niveau

	Poutrelles	Arm long (cm ²)				At (cm ²)	T.S
		Ast calculé (cm ²)		Ast choisie			
		Travée	Appui	Travée	Appui		
ETAGE1	Type1	1.34	1.89	3T10	2T12	Ø 6	Ø5 Esp (15x15) cm2
	Type3	1.34	1.88	3T10	2T12		
	Type4	1.35	1.87	3T10	2T12		
	Type5	1.75	0	3T10	2T12		
ETAGE COURANT	Type1	1.24	2.14	3T10	2T12		
	Type2	1.34	1.89	3T10	2T12		
	Type3	1.34	1.88	3T10	2T12		
	Type4	1.34	1.87	3T10	2T12		
	Type5	1.75	0	3T10	2T12		
TERASSE	Type1	1.24	2.12	3T10	2T12		
	Type2	1.42	2.04	3T10	2T12		
	Type3	1.44	2.02	3T10	2T12		
B.N	Type1	1.2	0	3T10	2T12		
G.A	Type1	1.07	0	3T10	2T12		

3.1.7. Dessin de ferrailage des poutrelles :

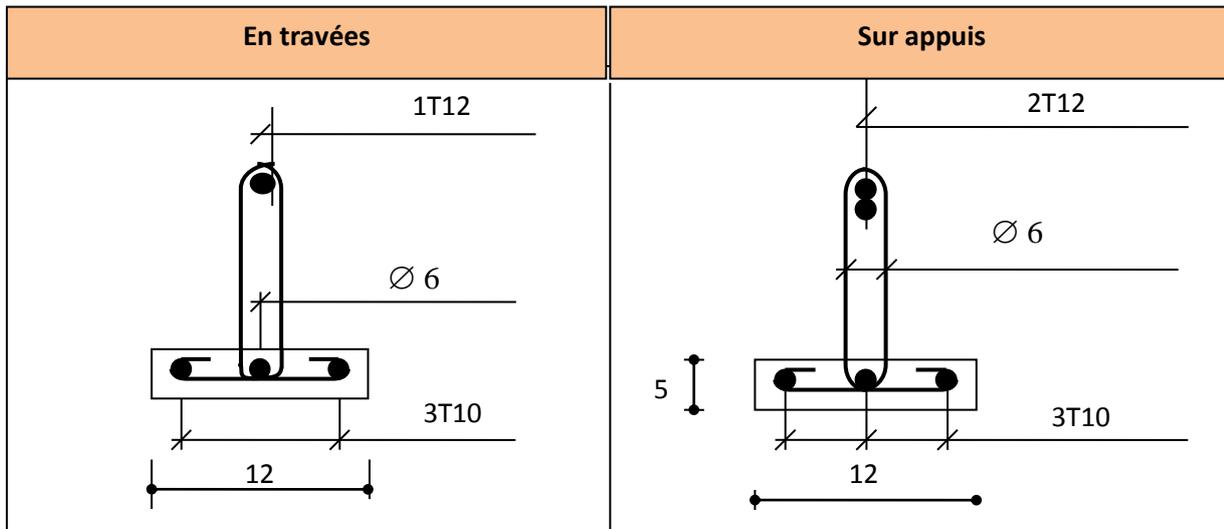


Figure 3.5 : Ferrailages des poutrelles (galerie, étage habitation, terrasse)

3.1.8. Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA la dalle de compression a minimum 5cm d'épaisseur et son ferrailage doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

❖ Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_1) :

$$\text{On a } A_1 \geq \frac{4L}{f_e} \text{ avec } f_e=500 \text{ Mpa et } L=65\text{cm}$$

$$\rightarrow A_1 = 0.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un choix de : $6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2$

$$S_t=100/6 = 16.67\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 15\text{cm}$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles (A_2) :

$$\text{On a } A_2 = A_1/2 = 0.27 \text{ cm}^2$$

On prend un choix de : $3\phi 5 = 0.59/\text{ml}$

$$S_t=100/3 = 33.33\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 15\text{cm}$

3.2. Etude d'escalier:

3.2.1 Calcul des sollicitations :

On a un seul type d'escalier, on va étudier le plus sollicité, puisque la différence entre celui de RDC et les étages courants est seulement une marche

Récapitulation des dimensions de l'escalier :

- Cette volée est composée de :
- Un palier d'épaisseur 15cm.
- une volée d'épaisseur 15cm.
- giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

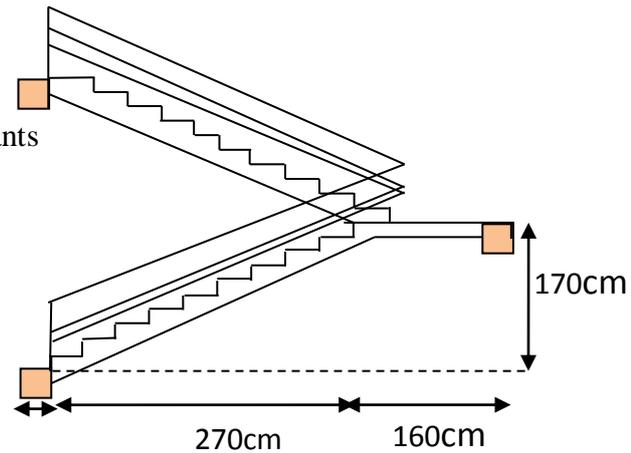


Figure 3.6 : Escalier coupe transversale

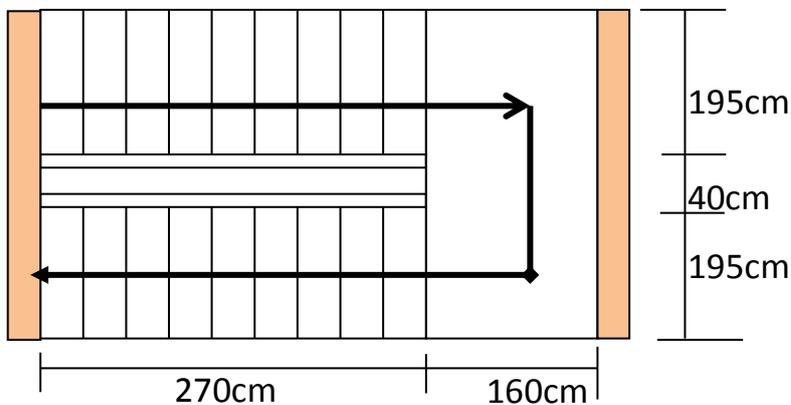


Figure 3.7 : Escalier -vue en plan

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

❖ Charges et surcharges :

Palier : $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$ palier

Paillasse : $G = 7.733 \text{ KN/m}^2$ paillasse

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

• L'ELU :

$$Q_{U(\text{palier})} = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 10.648 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{U(\text{paillasse})} = (1.35 \times 7.733 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 14.189 \text{ KN/ml}$$

• L'ELS :

$$Q_{S(\text{palier})} = (5.11 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 7.61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{S(\text{paillasse})} = (7.733 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 10.233 \text{ KN/ml}$$

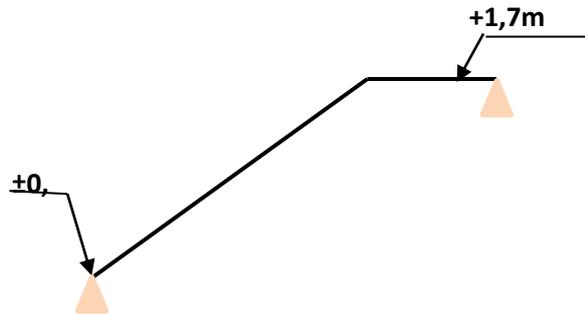


Figure 3.8: Schéma statique

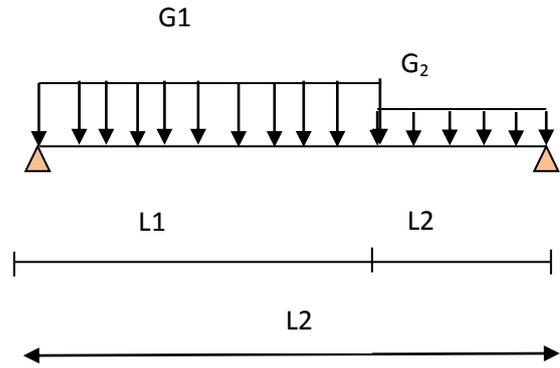
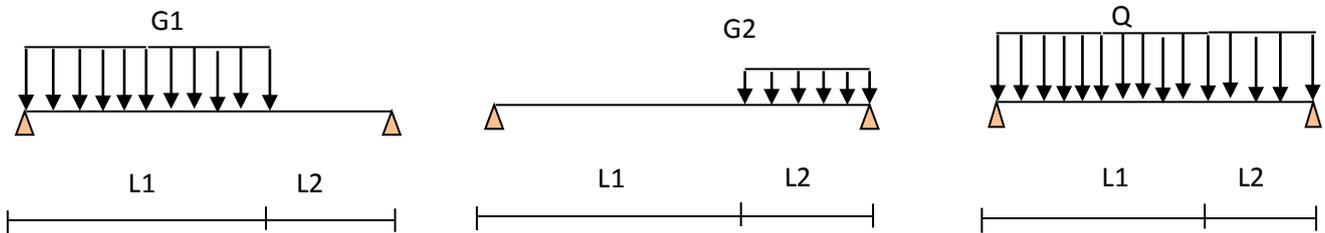


Figure 3.9 : Schéma statique avec chargement

❖ Calcul des moments et des efforts tranchants (par La méthode RDM super position) :



$$R_A + R_B = G1 \times L$$

$$\text{£}M/A = 0$$

$$R_B = \frac{G1 \times L1^2}{2 \times L}$$

$$\text{£}M/B = 0$$

$$R_A = G1 \times L1 - \frac{G1 \times L1^2}{2 \times L}$$

$$TD = G1 \times L1 - \frac{G1 \times L1^2}{2 \times L}$$

$$TG = \frac{G1 \times L1^2}{2 \times L}$$

$$R_A + R_B = G2 \times L2$$

$$\text{£}M/B = 0 \quad R_A = \frac{G2 \times L2^2}{2 \times L}$$

$$\text{£}M/A = 0$$

$$R_B = G2 \times L2 - \frac{G2 \times L2^2}{2 \times L}$$

$$M(X) = \left(G2 \times L2 - \frac{G2 \times L2^2}{2L} \right) x - G2 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = \left(G2 \times L2 - \frac{G2 \times L2^2}{2L} \right) - G2 \times X = 0$$

$$x(\text{max}) = \left(L2 - \frac{L2^2}{2L} \right)$$

$$M(x\text{max}) = \left(\frac{G2 \times L2^2}{2} \right) \times \left(1 - \frac{L2}{2L} \right)^2$$

$$TG = G2 \times L2 - \frac{G2 \times L2^2}{2 \times L}$$

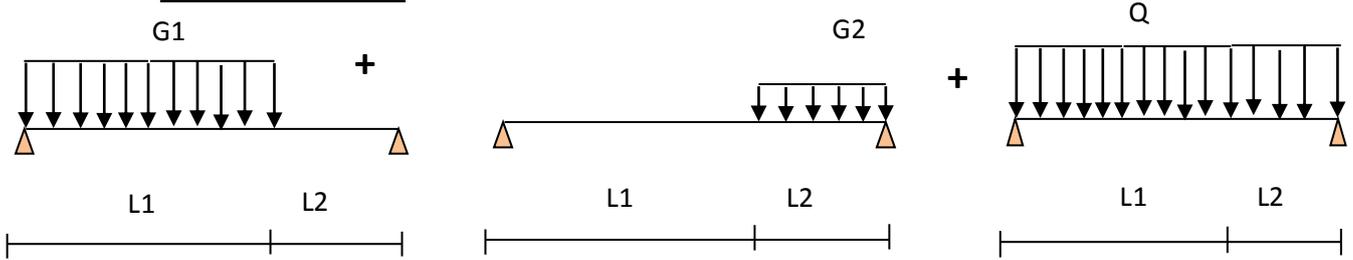
$$TD = \frac{G2 \times L12^2}{2 \times L}$$

$$R_A = R_B = QL/2$$

$$M(\text{max}) = QL^2/8$$

$$T(\text{max}) = QL/2$$

• **Effort tranchant :**



- **ELU :**

$$T(\text{gauche}) = 1.35 \times \left(G1 \times L1 - \frac{G1 \times L1^2}{2L} + \frac{G2 \times L2^2}{2 \times L} \right) + 1.5 \times \frac{Q \times L}{2}$$

$$T(\text{droite}) = 1.35 \times \left(G2 \times L2 - \frac{G2 \times L2^2}{2L} + \frac{G1 \times L1^2}{2 \times L} \right) + 1.5 \times \frac{Q \times L}{2}$$

$$T(\text{gauche}) = 1.35 \times \left(7.733 \times 2.7 - \frac{7.733 \times 2.7^2}{2 \times 4.3} + \frac{5.11 \times 1.6^2}{2 \times 4.3} \right) + 1.5 \times \frac{2.5 \times 4.3}{2} = 29.45 \text{Kn}$$

$$T(\text{droite}) = 1.35 \times \left(5.11 \times 1.6 - \frac{5.11 \times 1.6^2}{2 \times 4.3} + \frac{7.733 \times 2.7^2}{2 \times 4.3} \right) + 1.5 \times \frac{2.5 \times 4.3}{2} = 25.89 \text{KN}$$

- **ELS :**

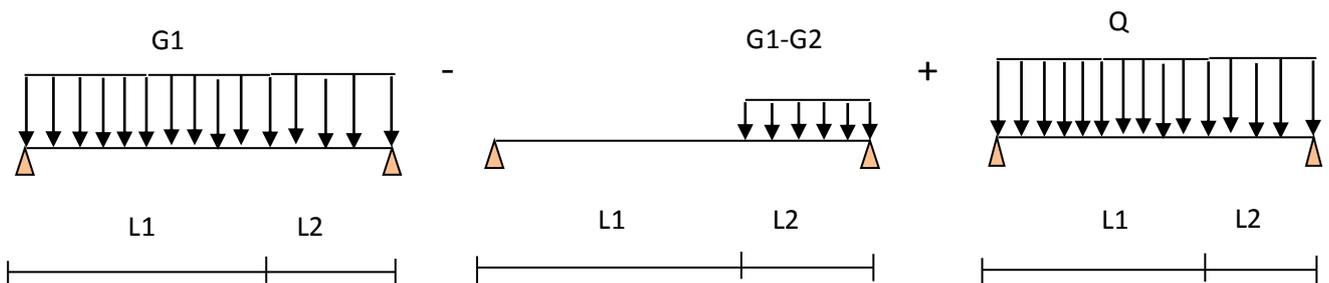
$$T(\text{gauche}) = \left(G1 \times L1 - \frac{G1 \times L1^2}{2L} + \frac{G2 \times L2^2}{2 \times L} \right) + \frac{Q \times L}{2}$$

$$T(\text{droite}) = \left(G2 \times L2 - \frac{G2 \times L2^2}{2L} + \frac{G1 \times L1^2}{2 \times L} \right) + \frac{Q \times L}{2}$$

$$T(\text{gauche}) = \left(7.733 \times 2.4 - \frac{7.733 \times 2.4^2}{2 \times 4} + \frac{5.11 \times 1.6^2}{2 \times 4} \right) + \frac{2.5 \times 4}{2} = 21.22 \text{KN}$$

$$T(\text{droite}) = \left(5.11 \times 1.6 - \frac{5.11 \times 1.6^2}{2 \times 4} + \frac{7.733 \times 2.4^2}{2 \times 4} \right) + \frac{2.5 \times 4}{2} = 18.58 \text{KN}$$

• **Moment fléchissant :**



- **ELU :**

$$M_u = 1.35 \times \left(\frac{G1 \times L^2}{8} - (G1 - G2) \times \frac{L2^2}{2} \times \left(1 - \frac{L2}{2 \times L} \right)^2 \right) + 1.5 \times \left(\frac{Q \times L^2}{8} \right)$$

$$M_u = 1.35 \times \left(\frac{7.733 \times 4.3^2}{8} - (7.733 - 5.11) \times \frac{1.6^2}{2} \times \left(1 - \frac{1.6}{2 \times 4.3} \right)^2 \right) + 1.5 \times \left(\frac{2.5 \times 4.3^2}{8} \right) = 29.79 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

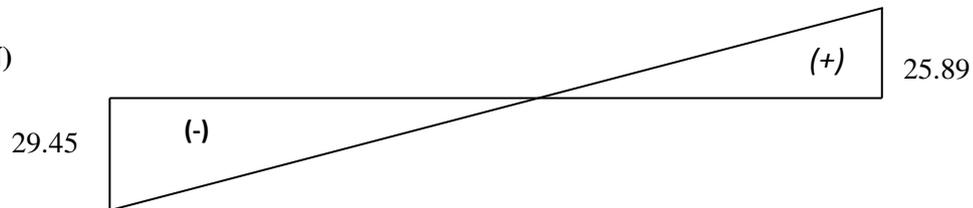
$$M_s = \left(\frac{G1 \times L^2}{8} - (G1 - G2) \times \frac{L2^2}{2} \times \left(1 - \frac{L2}{2 \times L} \right)^2 \right) + 1.5 \times \left(\frac{Q \times L^2}{8} \right)$$

$$M_s = \left(\frac{7.733 \times 4.3^2}{8} - (7.733 - 5.11) \times \frac{1.6^2}{2} \times \left(1 - \frac{1.6}{2 \times 4.3} \right)^2 \right) + \left(\frac{2.5 \times 4.3^2}{8} \right) = 21.42 \text{ KN.m}$$

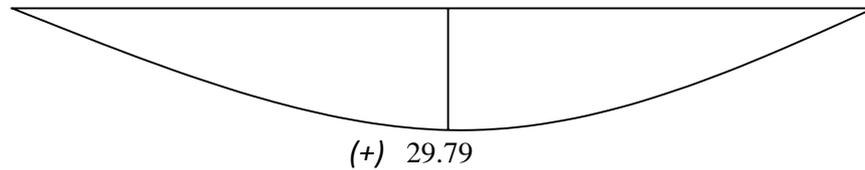
❖ **Diagrammes des moments et efforts tranchants de l'escalier**

ELU

T(KN)



M(KN.m)



ELS

T(KN)

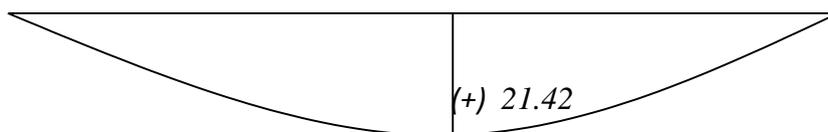
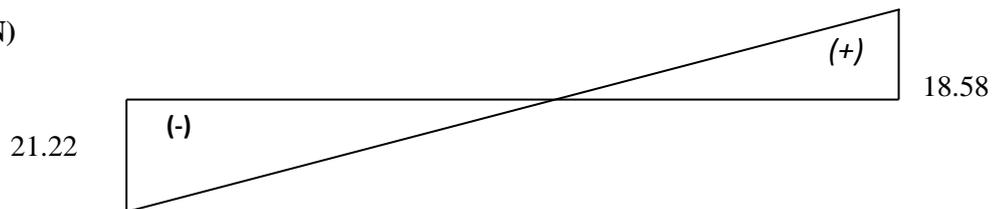


Figure 3.10 : Diagrammes des moments et efforts tranchants de l'escalier

3.2.2 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : Avec :

En travée : $M_t = 0.85M_0$

En appuis : $M_a = 0.5M_0$

3.2.2.1 Calcul des armatures longitudinales :

$h = 0,15\text{m}$; $b = 1\text{m}$; $d = 0,9 \times h$ $h = 0,135\text{m}$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$

❖ En travée(E.L.U):

$M_{ut} = 0.85M_{\max} = M_{ut} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 29,79 = 25.32 \text{ KN.m}$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{25.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.098$$

$$\mu_u = 0.098 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098})$$

$$\alpha = 0.129$$

$$Z = 0.135 \times (1 - 0.40 \times 0,129)$$

$$Z = 0.128$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{25.32 \times 10^{-3}}{0.128 \times 347.43} \quad A_{st} = 5,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit $6T_{12} = 6.79 \text{ cm}^2$

❖ En appuis(E.L.U):

$M_{ut} = 0.5M_{\max} = M_{ut} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 29.79 = 14.89 \text{ KN.m}$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{14.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0576$$

$$\mu_u = 0.0576 < \mu_r = 0,392$$

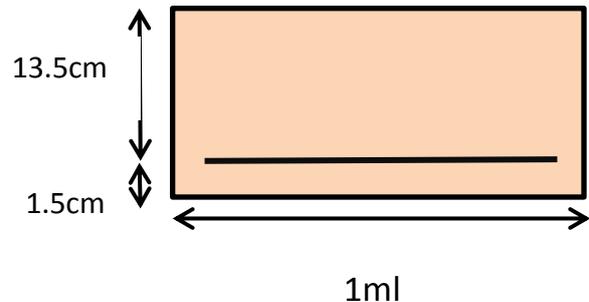


Figure 3.11 : Section à ferrailer

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0576})$$

$$\alpha = 0.0742$$

$$Z = 0.135(1 - 0.40 \times 0.0742)$$

$$Z = 0.131$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{14.89 \times 10^{-3}}{0.131 \times 347.43} \quad A_{st} = 3.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit $5T_{12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Armature de répartition:**

• **En travée :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 6.79 / 4 = 1.7 \text{ cm}^2$$

On choisit : $3T_{10}$ de section $2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **En appuis :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

On choisit : $3T_{10}$ de section $2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Tableau 3.9 : Récapitulatif des calculs et résultats de ferrailage

section	b(cm)	d(cm)	M_u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	$A_{s,\min}$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	A_{adopte}	$A_r(\text{cm}^2)$
Travée	100	13.5	0.85×29.79	0.0980	0.129	0.128	1.63	5.69	$6T_{12} = 6.79$	$3T_{10} = 2.36$
Appuis	100	13.5	0.5×29.79	0.0493	0.074	0.131	1.63	3.27	$5T_{12} = 5.69$	$3T_{10} = 2.36$

❖ **Vérification des contraintes maximales du béton(E.L.S) :**

$$\text{Il faut vérifier : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

• **En travée :**

$$\alpha (\text{travée}) = 0.129 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.79}{21.42} = 1.39 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

$$\alpha (\text{travée}) = 0.129 \leq 0.445 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En appuie :**

$$\alpha = 0.074 \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.074 \leq 0.445 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

- ❖ **Vérification au cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa})$$

$$= \min(0.2 \times 25 / 1.5 ; 5) \text{MPa} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29.45 \times 0.001}{1 \times 0.135} = 0.2181 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.218 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.218 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4} = 0.0375 < 0.062 \rightarrow c.n.v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0375 < 0.1 \rightarrow c.n.v \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{100 \times 13.5} = 0.004 < 0.01 \rightarrow c.v \end{array} \right.$$

Avec:

ht=15cm ; b=100cm ; d=13,5cm ; L=4m ; Mtser=18.21kNm ; As=6.78cm²; fe=400MPa ;

On a deux conditions non vérifiées, on passe au calcul de la flèche par « **la méthode exposée** » dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91**.

D'après le **BAEL91** (1) la flèche totale est : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Pour des poutres simplement appuyées :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_t I_{fi}} \quad (\text{Flèche due aux charges instantanées}) \\ f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} \quad (\text{Flèche due aux charges de longue durée}) \end{array} \right\} \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

Avec : L = 4,8 m

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

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

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

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \text{pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 0,4\lambda_i \quad \text{pour la déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.10 : Récapitulatif résultats des vérifications

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
18.21	6.78	0.00502	201.93	4.183	1.6733	0.4029	31786.2	13020.6756	18986.215

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.19MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4MPa$$

donc:

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{18.21 \times 4300^2 \times 10^6}{32164.19 \times 10 \times 13020.6756 \times 10^4} = 8.04mm \\ f_v &= \frac{18.21 \times 4300^2 \times 10^6}{10721.4 \times 10 \times 18986.215 \times 10^4} = 16.54mm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 8.5mm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6mm$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,85cm < \bar{f} = 0,86cm \dots \dots \dots$ vérifiée.

3.2.3 Dessin de ferrailage :

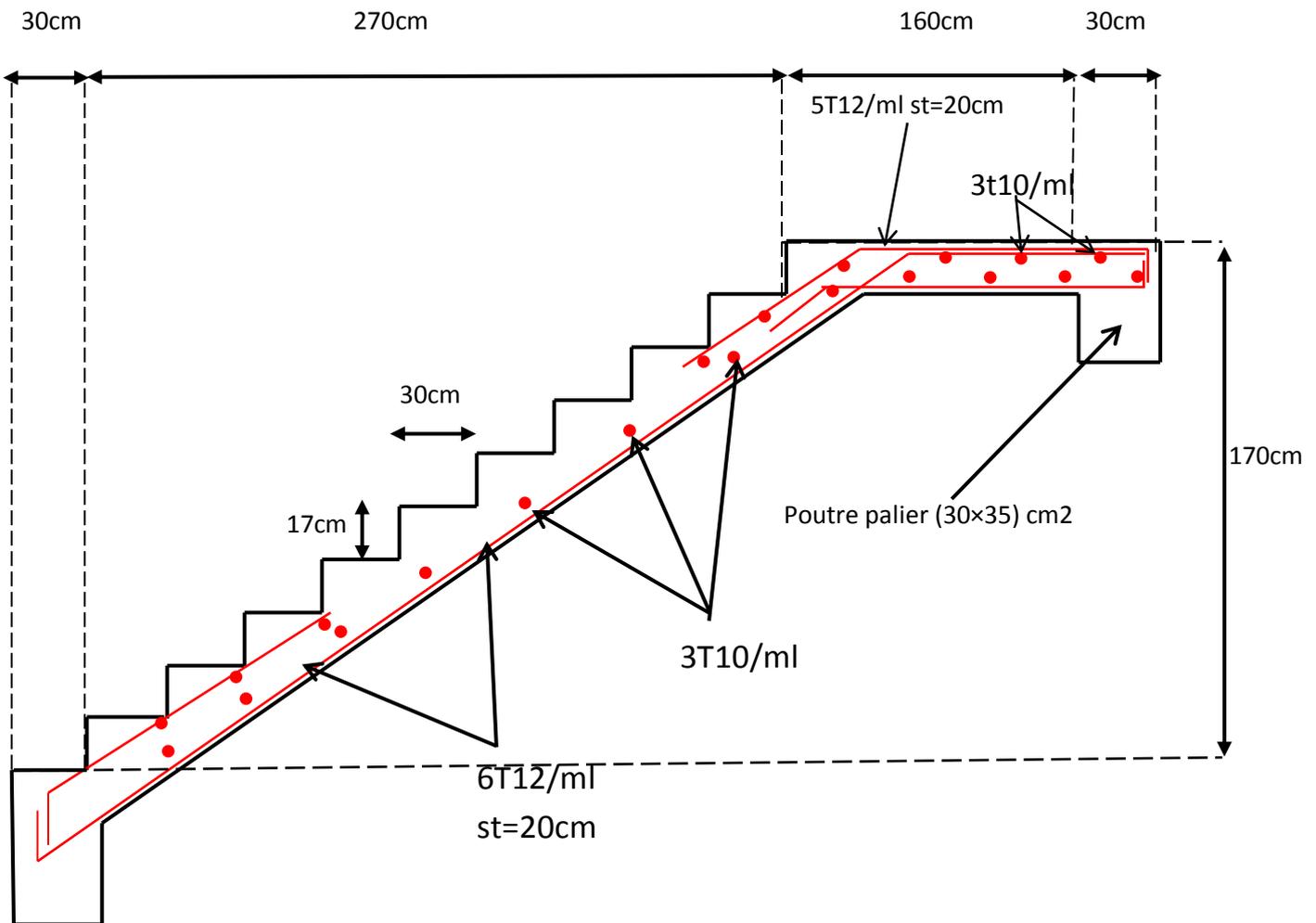


Figure 3.12 : Dessin de ferrailage escalier

3.3 Etude de La poutre palière:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier

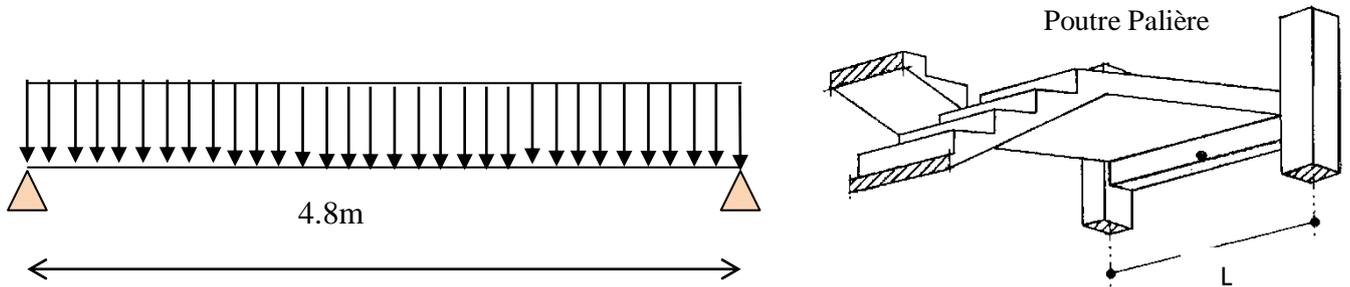


Figure 3.13: Schéma statique de la poutre palière

3.3.1 Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifiée en considérant le **R.A.P 99/V 2003**.

❖ Selon le CBA 93

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \\ 32 \leq h \leq 48 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

❖ Selon le RPA99/V 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 35 \quad \text{condition vérifiée} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \quad \text{condition vérifiée} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

3.3.2 Descente des charges:

Poids propre de la poutre: $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : Murs avec fenêtres (80%G)

$P_m = 1.55 \times 0.8 \times 3.05 = 3.782 \text{ KN/m}$

$G = G_p + P_m = 3.782 + 2.625 = 6.003 \text{ KN/m} \rightarrow \mathbf{G = 6 \text{ KN/m}}$

Charge d'exploitation : $Q=0$ KN

Réaction d'escalier :

On a : $T_{max} = R_b/(L/2)$

3.3.3 Combinaison d'action :

❖ ELU

$q_u = 1.35G + T_{max}$ avec $T_{max} = 29.45/(4.8/2) = 12.27$ kN/m
 $q_u = 1.35 \times 6 + 12.27 = 20.37$ KN/ml

❖ ELS

$q_s = G + T_{max}$ avec $T_{max} = 21.22/(4.8/2) = 8.841$ kN/m
 $q_s = 6 + 8.84 = 14.84$ KN/ml

3.3.4 Ferrailage de la poutre palière :

3.3.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

❖ En travée (E.L.U):

$$M_{max} = q_u l^2 / 8 \Rightarrow M_{max} = (20.37 \times (4.8)^2) / 8$$

$$M_{max} = 58.66 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.85 M_{max} = M_{u t} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 58.66 = 49.86 \text{ KN.m}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{49.86 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.118$$

$$\mu_u = 0.118 < \mu_r = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.118})$$

$$\alpha = 0.157$$

$$Z = 0.315 (1 - 0.40 \times 0.157)$$

$$Z = 0.295$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{49.86 \times 10^{-3}}{0.295 \times 347.43} \quad A_{st} = 4.86 \text{ cm}^2$$

On choisit $5T_{12} = 5.65 \text{ cm}^2$

❖ **En appuis(E.L.U):**

$$M_{\max} = q_u \times l^2 / 8 \Rightarrow M_{\max} = (20.37 \times (4.8)^2) / 8$$

$$M_{\max} = 62.553 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_a} = 0.5 M_{\max} = M_{s_a} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 62.72 = 29.331 \text{ KN.m}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{29.33 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0695$$

$$\mu_u = 0.0695 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0695})$$

$$\alpha = 0.09012$$

$$Z = 0.315 (1 - 0.40 \times 0.09012)$$

$$Z = 0.3036$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{29.33 \times 10^{-3}}{0.3036 \times 347.43} \quad A_{st} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } 3T_{12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**• **En travée:**

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.315 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton(ELS):**• **En travée:**

$$M_{\max} = q_s l^2 / 8 \quad M_{\max} = (14.84 \times (4.8)^2) / 8$$

$$M_{\max} = 42.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser\ t} = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 45.82 = 36.33 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 ; d = 31.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b x_1^2}{2} - 15 A_{st} (d - x) = 0$$

$$x = 10.81 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx_1^3}{3} + 15A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30 \times 10.81^3}{3} + 15 \times 5.65 \cdot (31.5 - 10.81)^2$$

$$I = 48876.5328 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times x}}{I} = \frac{36.33 \times 0.1081 \times 10^{-3}}{48876.5328 \times 10^{-8}} = 8.035 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$. **Condition vérifiée**

• **En appui:**

$$M_{\max} = qsl^2/8 \quad M_{\max} = (14.84 \times (4.8)^2)/8$$

$$M_{\max} = 42.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser \ t} = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 42.74 = 21.37 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 ; d = 31.5 \text{ cm}$$

$$\frac{bx_1^2}{2} - 15A_{st}(d - x) = 0$$

$$x = 8.78 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx_1^3}{3} + 15A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30 \times 8.78^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (31.5 - 8.78)^2$$

$$I = 33017.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times x}}{I} = \frac{21.37 \times 0.0878 \times 10^{-3}}{33017.05 \times 10^{-8}} = 5.682 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$. **Condition vérifiée**

❖ **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu préjudiciable

$$q_u = 20.37 \text{ kN/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{20.37 \times 4.8}{2} = 48.89 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25 / 1.5 ; 5) \text{ MPA} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{48.89 \times 0.001}{0.3 \times 0.315} = 0.5173 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.5173 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.5173 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{4} = 0.0875 > 0.062 \rightarrow c.v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0875 > 0.0850 \rightarrow c..v \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{30 \times 31.5} = 0.00578 < 0.01 \rightarrow c.v \end{array} \right.$$

Avec:

ht=35cm ; b=30cm ; d=31.5cm ; L=4m ; Mtser=38.95kNm ; A_{ST}=5.65cm² ; e=400MPa ;
M_{0ser}=42.74KN.m

Donc la flèche est vérifiée

3.4.3.2 Calcul des armatures transversales :❖ **Diamètre des armatures At:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right) = \min(1; 3; 1.2)$$

On prend $\phi_t=10\text{mm}$ ❖ **Espacement S_t:**

- **Zone nodale :**

D'après R.P.A 99 V 2003 on a

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_{lmin} ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(8.75 ; 14.4 ; 30\text{cm}) \quad \text{on prend } S_t=8\text{cm}$$

- **Zone courante**

$$St \leq h / 2 = 17.5\text{cm} \quad \text{on prend } St=15\text{cm}$$

- ❖ **Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière :**

Tableau 3.11: récapitulatif de ferrailage de la poutre palière

	Ast(cm ²) calculé	Ast(cm ²) choisit	Øt (mm)	Espacement (cm)
En travée	4.86	5T ₁₂ =5.65	10	15(zone courant)
En appuis	2.78	3T ₁₂ =3.39	10	8 (zone nodale)

3.3.5 Dessin de ferrailage transversal de la poutre palière

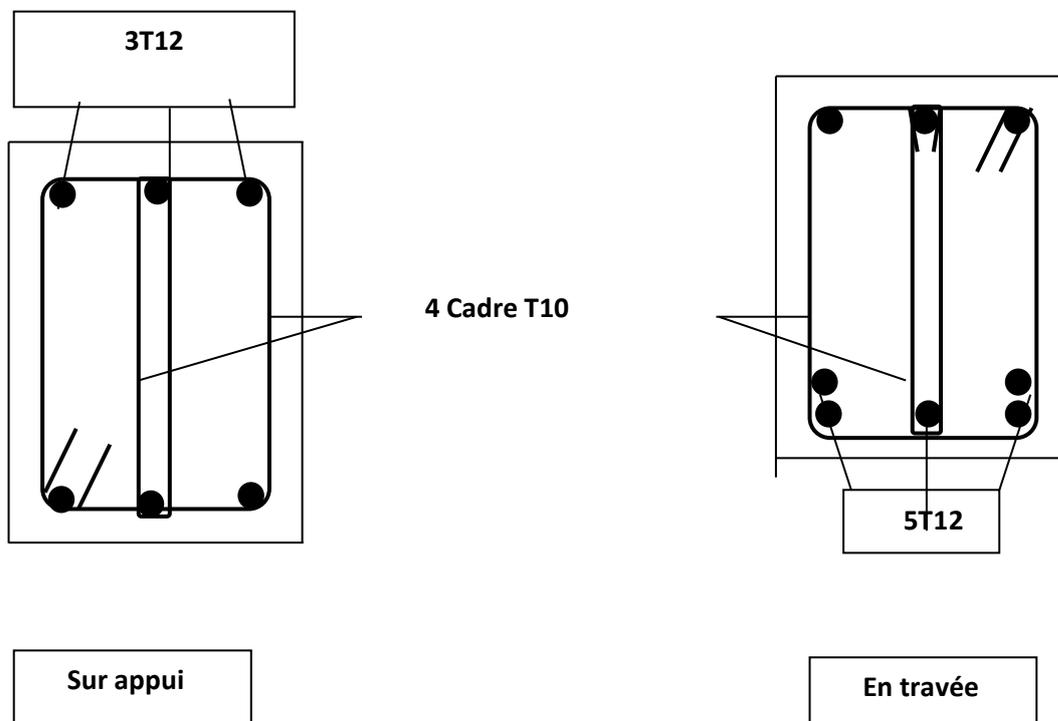


Figure 3.14: dessin de ferrailage transversal de la poutre palière

3.4 Etude des Balcons :

3.4.1 Introduction:

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

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m

• Schéma statique

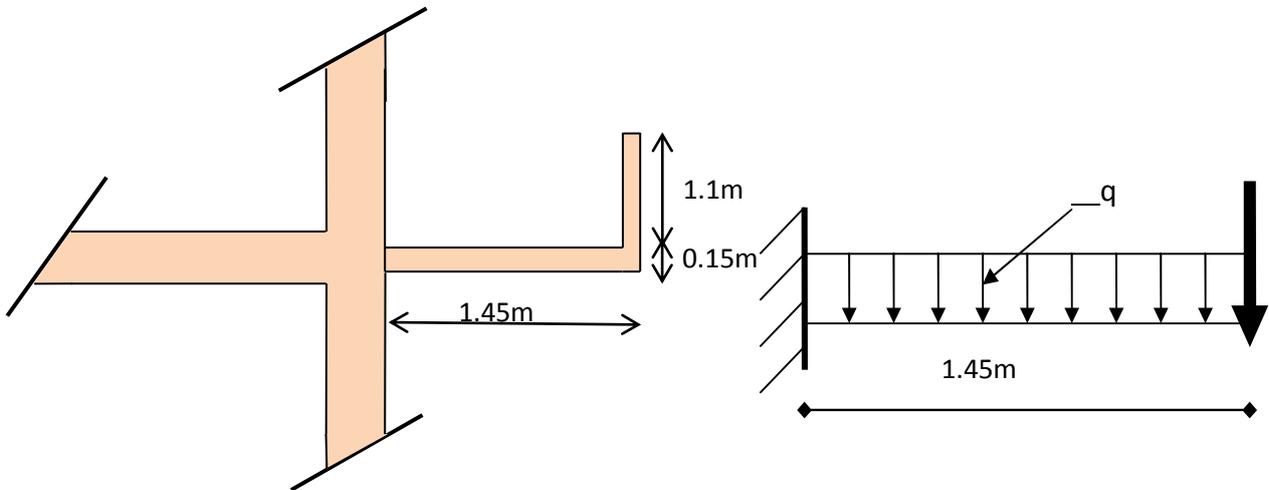


Figure 3.15: schéma statique du balcon

3.4.2 Evaluation des charges :

La charge des murs de garde-corps :

Tableau 3.12 : chargements des murs garde-corps

Chargement	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment ext	0.36
Brique de (15cm)	1.35
Enduit en ciment ext	0.36

Poids propre : $G=2.07\text{KN/m}^2$

Charge permanente : $G= 5,27 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q =3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P=2.07*1,10=2.277\text{KN}$.

3.4.3 Combinaison des charges

E.L.U : $Q_u=1.35 G +1.5 Q \longrightarrow q_u=12.36 \text{ KN/ml}$

$P_u=1,35 P \longrightarrow P_u=3.0739 \text{ KN}$

E.L.S : $Q_{ser}= G + Q \longrightarrow q_{ser}=8.77 \text{ KN/ml}$

3.4.4 Calcul des efforts internes :

$$L=1.45m$$

❖ Moment fléchissant:

Pour $0 \leq x \leq L$

$$M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + P \times x\right)$$

Moment max a $x=L$

$$M(x) = -\left(\frac{q}{2}L^2 + P \times L\right) = -\left(\frac{12.36 \times}{2} \times 1.45^2 + 3.074 \times 1.45\right) = -17.45 KN.m$$

❖ Effort tranchant:

Pour $0 \leq x \leq L$

$$T(x) = (q \times x + P)$$

$$\text{Effort tranchant max } x=L \quad T(x) = (qL + P) = 12.36 \times 1.45 + 3.0739 = 20.99 KN$$

3.4.5 Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de $1m$.

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $b=100cm$; $h=15cm$; $d=13,5cm$; $f_e=400MPa$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{17.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0676$$

$$\mu_u = 0.0676 < \mu_r = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0676})$$

$$\alpha = 0.08757$$

$$Z = 0.135(1 - 0.40 \times 0.08757)$$

$$Z = 0.130$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{17.45 \times 10^{-3}}{0.130 \times 347.43} \longrightarrow A_{st} = 3.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit $4T_{12} = 4.52 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} \longrightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \quad \text{condition vérifiée}$$

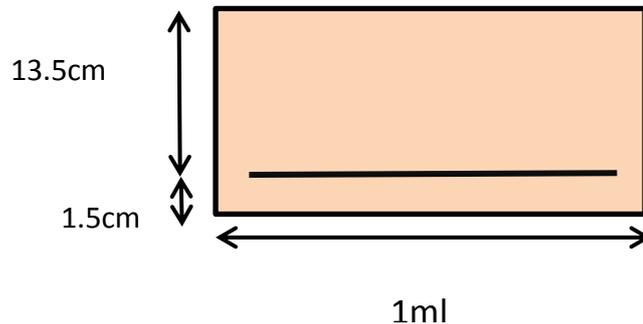


Figure 3.16: Section de balcon à ferrailer

❖ **Armature de répartition:**

$A_r = A_{st}/4 = 4.52 / 4 = 1.13\text{cm}^2$

On choisit : **3T8** de section **1.51** cm²/ml

❖ **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \rightarrow S_t = 20\text{cm}.$$

❖ **Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

• **Vérification des contraintes:**

- **Position de l'axe neutre "x" :**

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

$$50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0 \longrightarrow x = 3.65$$

- **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + nA'_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 3.65^3 + 15 \times 4.52(13.5 - 3.65)^2 = 8199.029\text{cm}^4$$

Avec: $n = 15 ; d' = 1.5\text{cm} ; d = 13.5\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; A'_{sc} = 0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} x \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s &= n \frac{M_{ser}}{I} (d - x) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_t 28 \eta} \right) = 201\text{MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{12.4 \times 3.65 \times 10^{-5}}{8199.029 \times 10^{-8}} = 5.52 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{cv} \\ \sigma_{st} &= 15 \frac{12.4 \times 10^{-5}}{8199.029 \times 10^{-8}} (13.5 - 3.65) = 223.45 \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_t 28 \eta} \right) = 201\text{MPa} \rightarrow \text{cnv} \end{aligned} \right.$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ La condition n'est pas vérifiée on doit augmenter les armatures tendues et recalculer les contraintes tendues. → Donc on prend $A_{st} = 5T_{12} = 5.65\text{cm}^2$

Les résultats après avoir augmenté les armatures tendues sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.13 : récapitulatif des résultats à ELS après augmentation des armatures

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
12.40	5.65	4.0106	9781.97	5.52	<i>vérifiée</i>	180.45	<i>vérifiée</i>

❖ Vérification de ferrailage minimum recommandé par RPA

$A_{\min} = 0,5 \% b.h$ d'après RPA99.

$$A_{\min} = 0,5 \% 100.15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 7 \text{ T12} = 7,92 \text{ cm}^2$

❖ Vérification au cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 5 \text{ MPA})$$

$$= \min(0.1 \times 25; 5) \text{ MPA} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{20.99 \times 0.001}{1 \times 0.135} = 0.1555 \text{ MPA} \longrightarrow \tau_u = 0.1555 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.1555 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche :

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{145} = 0,1034 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.4.6 Plan de ferrailage :

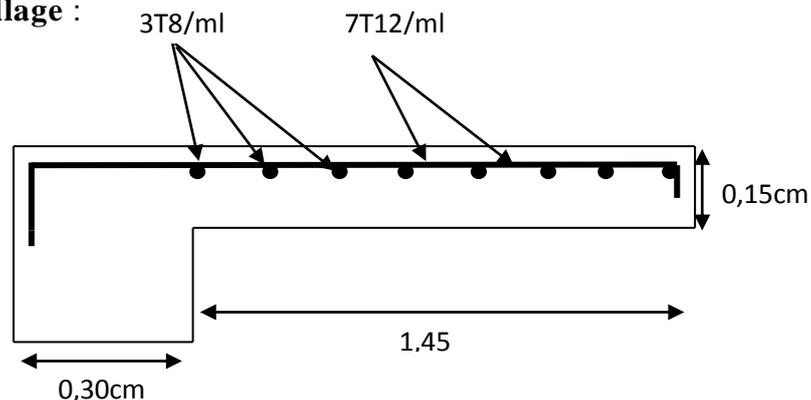


Figure 3.17 : dessin de ferrailage du balcon

3.5 Etude de l'acrotère :

3.5.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité situé en bordure de la toiture. Il forme une paroi contre toute chute il sera calculé comme une console encastrée à sa base.

il est soumis à la flexion composée due à :

- L'effort provoqué par le poids propre G
- Moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge Q exercée par La main courante ou la force sismique ou la force du vent.

Son rôle :

- Aspect esthétique
- Protection des personnes (gardes corps)
- Empêche l'écoulement de l'eau

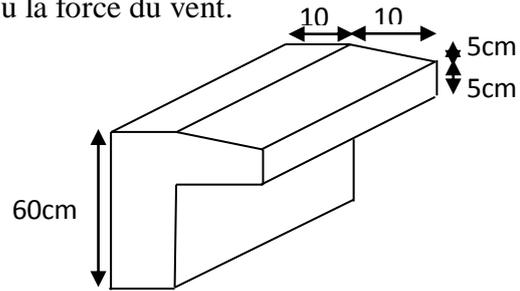


Figure 3.18 : Dessin de l'acrotère

3.5.2 Principe de calcul :

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

3.5.3 Evaluation des charges :

❖ Charges permanentes :

• Surface de l'acrotère

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,05) + \frac{(0,1 \times 0,05)}{2} \right] = 0,0675 m^2 \longrightarrow S = 0,0675 m^2$$

• Poids propre de l'acrotère :

$$G = \gamma_b \times S \times 1ml = 25 \times 0,0675 = 1,6875 kN/ml \longrightarrow G = 1,6875 kN/ml$$

❖ Charge d'exploitation :

Une surcharge due à l'application de la main courante $\longrightarrow Q = 1,00 kN/ml$

❖ Evaluation de l'effort due au séisme :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

A : coefficient d'accélération de zone

Cp : facteur de force horizontale (élément en console).

W_P : poids de l'acrotère

$A = 0,15$ (zone IIa) ; $C_P = 0,80$; $W_P = 1.837\text{KN/ml}$

D'où : $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1.6875 \rightarrow F_P = 0.81 \text{ KN/ml}$

On a : $F_P \leq Q$; alors, on prend Q comme une charge d'exploitation

3.5.4 Évaluation des efforts interne :

Pour une bande de 1m de largeur :

❖ **E.L.U**

$N_u = 1,35G = 1.35 \times 1.6875 \rightarrow N_u = 2.278 \text{ KN}$

$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 \rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$

$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 \rightarrow T_u = 1.5 \text{ KN}$

❖ **E.L.S :**

$N_{ser} = G = 1,6875 \text{ KN} \rightarrow N_{ser} = 1.6875 \text{ KN}$

$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$

$T_{ser} = Q = 1 \text{ KN} \rightarrow T_{ser} = 1 \text{ KN}$

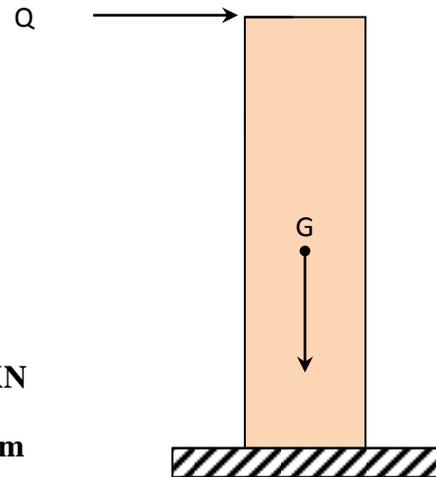


Figure 3.19: schéma statique de l'acrotère

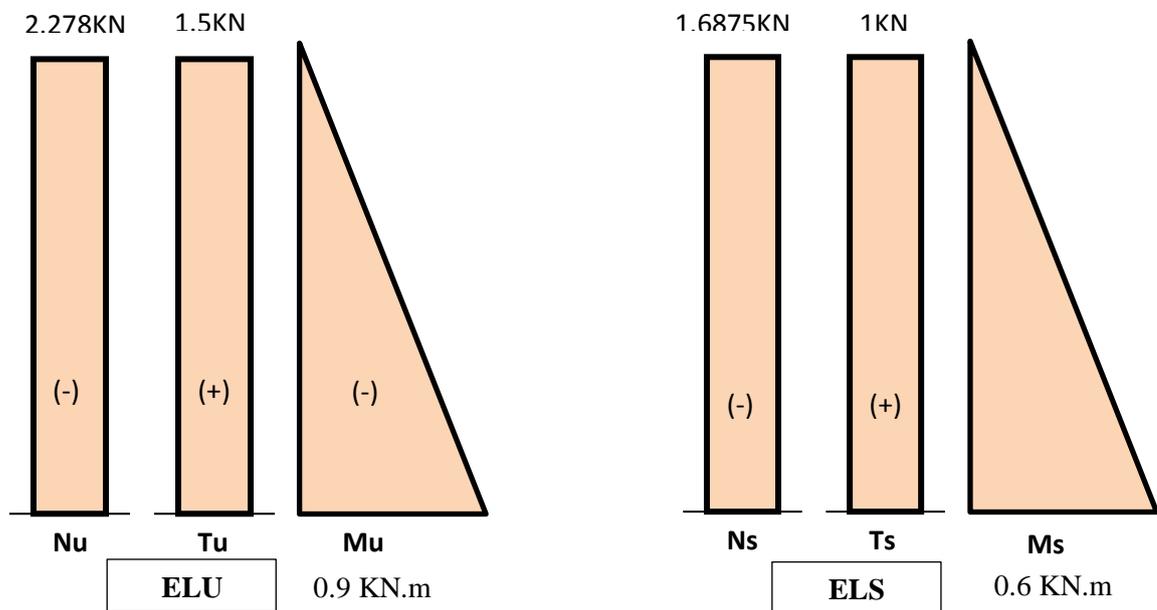


Figure 3.20 : diagrammes des efforts internes

3.5.5 Détermination du ferrailage :

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

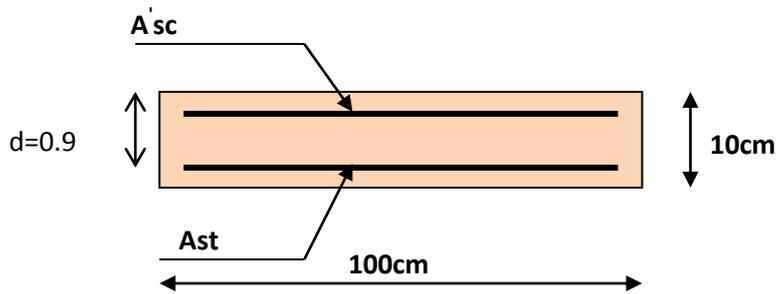


Figure 3.21 : Section de l'acrotère à ferrailer

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2,2781} = 0.3951\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 0.3951\text{m} \\ \frac{h}{6} = 1.67\text{cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée} \quad \text{Le centre de}$$

pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

❖ Calcul du moment fictif " M_A " :

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.9 + 2.2781 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.991\text{Kn.m}$$

❖ Calcul Moment réduit

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.991 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 8.6362 \times 10^{-3}$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_{sc} = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont nécessaires}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0086362} \right) = 0.01084$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.01084) = 0.08961\text{m}$$

$$\bullet A_{sc=0}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_U \right) = \frac{1}{400} \left(\frac{0.991}{0.08961} - 2.2781 \right) \times 10^{-3} = 0.2524\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0\text{cm}^2 \\ A_{st} = 0,2524\text{cm}^2 \end{cases}$$

Faible section le choix des armatures tendues A_{st} se fait par la condition non fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 \times b d \times (f_{t28}/f_e) = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times (2.1/400) = 1.087 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{st} = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

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

❖ **Vérification à ELS :**

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_{ser} \times (d - x)}{S} \leq \bar{\sigma}_{st}, \quad \sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.6875} = 0.3556 \text{ m}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{6} = 0.0167 \text{ m} \longrightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

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

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

$$\left\{ \begin{aligned} p &= -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right) \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} q &= 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} p &= -3 \left(0.3556 - \frac{0.1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2.51 \times 10^{-4}}{1} \left(0.3556 - \frac{0.1}{2} + 0.09 \right) = -0.27159 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} q &= 2 \left(0.3556 - \frac{0.1}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2.51 \times 10^{-4}}{1} \left(0.3556 - \frac{0.1}{2} + 0.09 \right)^2 = 0.05354 \end{aligned} \right.$$

• **Méthode des itérations successives :**

$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$	0.4 \longrightarrow 0.3804	0.3336 \longrightarrow 0.3333
	0.3804 \longrightarrow 0.3678	0.3333 \longrightarrow 0.3331
	0.3678 \longrightarrow 0.3591	0.3331 \longrightarrow 0.3329
	0.3591 \longrightarrow 0.3529	0.3329 \longrightarrow 0.3327
	0.3529 \longrightarrow 0.3484	0.3327 \longrightarrow 0.3326
	0.3484 \longrightarrow 0.3449	0.3326 \longrightarrow 0.3325
	0.3449 \longrightarrow 0.3423	0.3325 \longrightarrow 0.3324
	0.3423 \longrightarrow 0.3403	0.3324 \longrightarrow 0.3324
	0.3403 \longrightarrow 0.3387	
	0.3387 \longrightarrow 0.3374	Donc on prend $e_1 = 0.3324 \text{ m}$
	0.3374 \longrightarrow 0.3364	
	0.3364 \longrightarrow 0.3356	
	0.3356 $\sim 64 \sim \longrightarrow$ 0.3349	
	0.3349 \longrightarrow 0.3344	
	0.3344 \longrightarrow 0.3340	
	0.3340 \longrightarrow 0.3336	

$$x = \frac{h}{2} + e1 - e = \frac{0.1}{2} + 0.3324 + 0.3556 = 0.0268m$$

$$x = 2.68cm$$

• **Calcul du moment d'inertie**

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA2(x - d') - nA1(d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0.0268^2}{2} - 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times (0.09 - 0.0268) = 0.000121m^3$$

• **Vérification Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns \times x}{s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1.6875 \times 0.0268 \times 10^{-3}}{0.000121} \right) = 0.3738MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times Nser \times (d - x)}{S} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \times Nser(d - x)}{S} = \frac{15 \times 1.6875 \times (0.09 - 0.0268) \times 10^{-3}}{0.000121} = 13.22MPa \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

❖ **Les Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,627cm^2$$

On choisit **4T6=1,13cm²** avec un espacement

on prend **St=20cm**

❖ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0167MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.5.6 Dessin de ferrailage :

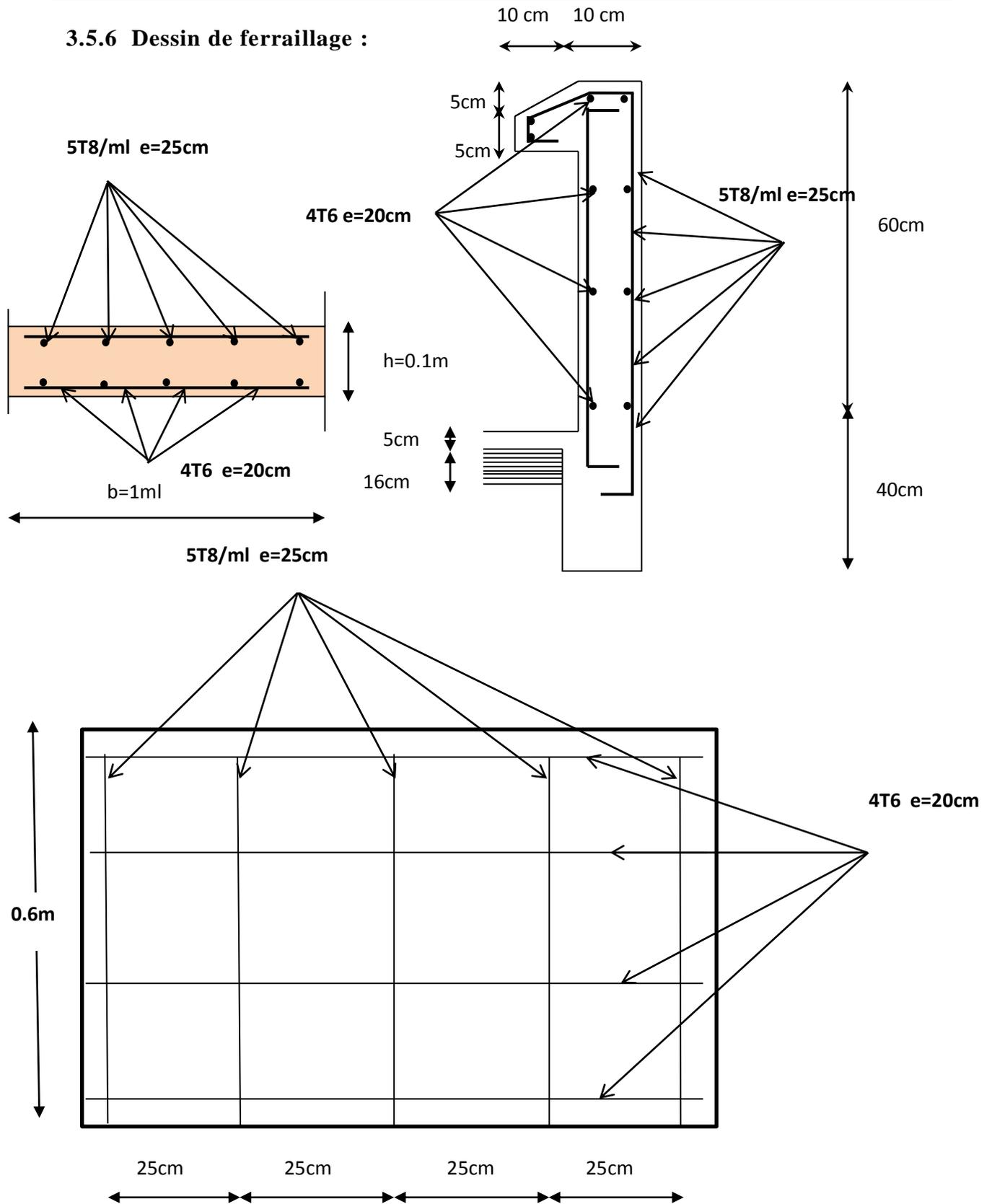


Figure 3.22 : Dessin de ferrailage de l'acrotère

3.6 Etude de l'ascenseur :

3.6.1 Introduction :

L'ascenseur est un élément de confort nécessaire pour la circulation verticale prévu pour les structures de cinq étages et plus, c'est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre il est composé essentiellement de trois constituants :

- ❖ **La cabine ou la benne** : c'est un organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter. Avec **Q** sa charge, **Pm** : « poids mort » : est son poids +étrier+ accessoire câbles
- ❖ **Le treuil du levage et sa poulie** : est un cylindre horizontal mobile autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entrainer la cabine et roule ses mouvements de montée et de descente.
- ❖ **La contre poids** : a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile. La salle réservée à la machinerie est située en terrasse pour notre projet, comme on peut la situer au sous-sol, elle contient un moteur assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur. Avec **Pp** son poids tel que **Pp=Pm+2**.

3.6.2 Caractéristique :

Dans le cas de notre projet on a un seul ascenseur qui est aménagé pour but de transport des personnes. Et d'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suit :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1.30m$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1.50m$
- Largeur de la gaine : $L_G = 2.15m$
- Profondeur de la gaine : $P_G = 2.10m$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2.58m$
- Largeur du passage libre : $L_p = 0.80m$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2,00m$

❖ **Épaisseur de la dalle :**

$L_x = 2.1 m ; L_y = 2.15 m.$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{2.15} = 0,98 \longrightarrow 0,4 < 0,98 < 1$$

Donc la dalle est portante dans les deux sens.

$$\text{On a : } \frac{L_x}{45} < h < \frac{L_x}{40} \longrightarrow 0.046 < h < 0.052$$

Donc on prend $h_{\min} = 25cm.$

3.6.3 Évaluation des charges :

- Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i \longrightarrow P_m = 2342,5 \text{ kg.}$
- Le poids de contre poids : $P_p = P_m + Q/2. \longrightarrow P_p = 2342,5 + 675/2 = 2680 \text{ kg}$

❖ **Calcul de la charge de rupture :**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient du sécurité C' est de 10 :

Avec : $D/d \leq 40$ donc on prend $D/d = 45$ et $D = 550mm$ on aura donc $d = 12.22mm$

D : diamètre de la poulie

Dispositifs et échéances de mise en sécurité des ascenseurs

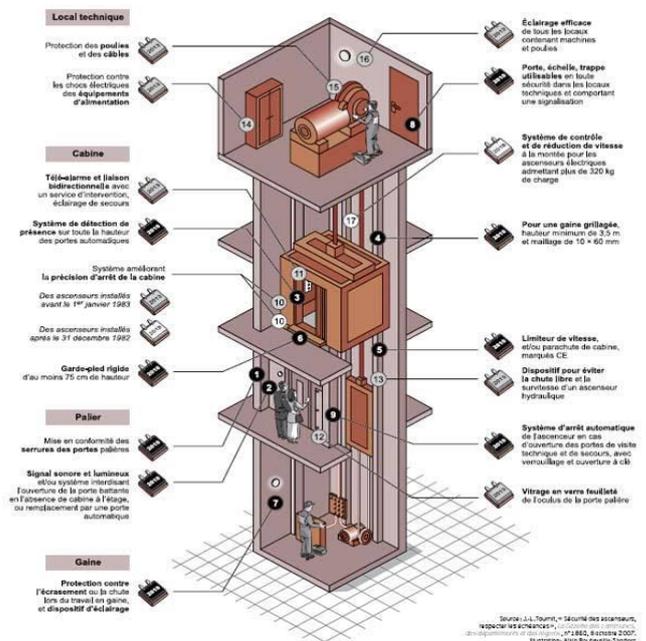


Figure.3.23. Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

d : diamètre du câble

On à : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (*)$

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble (12)

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (**)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\longrightarrow M = Q + P$

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 2342,5) = 36210 \text{ kg} \longrightarrow$ charge de rupture effective

Donc on la devise par le coefficient de cablage (0.85)

$\longrightarrow C_r = 36210 / 0.85 = 42600 \text{ Kg}$.

❖ Calcul de la charge de rupture pour n câble :

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombres de câbles

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m = 3$ on à : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$N = C_r / (C_{r(1 \text{ câble})} \times m) = 42600 / (8152 \times 2) = 1.74$ on prend **n=2 câbles**

- le poids des câbles. : $M_g = m \times n \times L \longrightarrow M_g = 0.512 \times 2 \times 30.14 = 30.86 \text{ kg}$

m : la masse linéaire du câble. $m = 0.512 \text{ kg/m}$

n : le nombres de câbles. $n = 2$

L : la longueur du câble. $L = 30.14 \text{ m}$

- $P(\text{treuil} + \text{moteur}) = 1200 \text{ kg}$.
- la charge permanente total G et d'exploitation Q : $G = P_m + P_p + P(\text{treuil} + \text{moteur}) + M_g$
 $G = 2342.5 + 2680 + 30.86 + 1200 \longrightarrow G = 6253.39 \text{ Kg}$
 La charge exploitation $\longrightarrow Q = 675 \text{ Kg}$

$Q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 6253.39 + 1,5 \times 675 = 9454.58 \text{ Kg}$

$Q_s = G + Q = 6253.39 + 675 = 6928.39 \text{ Kg}$

3.6.4 Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur qui est supposé appuyé sur 4 appuis risque de nous créer le Poinçonnement au niveau de la dalle machine. La charge totale ultime du moteur est de $Q_u = 9454.58 \text{ Kg}$.

qu est la charge appliquée sur chaque appui : $q_u = Q_u / 4 \longrightarrow q_u = 9454.58 / 4 = 2363.64 \text{ Kg}$

D'après l'article A 5. 2. 4. du CBA93 :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec :

qu : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h₀ : l'épaisseur totale de la dalle.

μ_c : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge **qu** est appliquée sur un carré de $(10 \times 10 \text{ cm}^2)$

U : Dimension parallèle à L_x

V : Dimension parallèle à Ly.

Dans notre cas la charge appliquée directement sur la dalle donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm.} \\ V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(35 + 35) = 70 \text{ cm}$$

$$qu \leq 0.045 \times 1.4 \times 0.25 \times \frac{25 \times 10^5}{1.5} = 26550 \text{ kg}$$

$$2363.64 < 26250$$

La condition est vérifiée \longrightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**

A l'absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique d'un ascenseur, on a Supposé que le moteur a une dimension de $(130 \times 120) \text{ cm}^2$ posée sur 4 appuis de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques : 4 rectangles symétriques A, 2 rectangles symétriques B, 2 rectangles symétriques C et 1 rectangle au centre D.

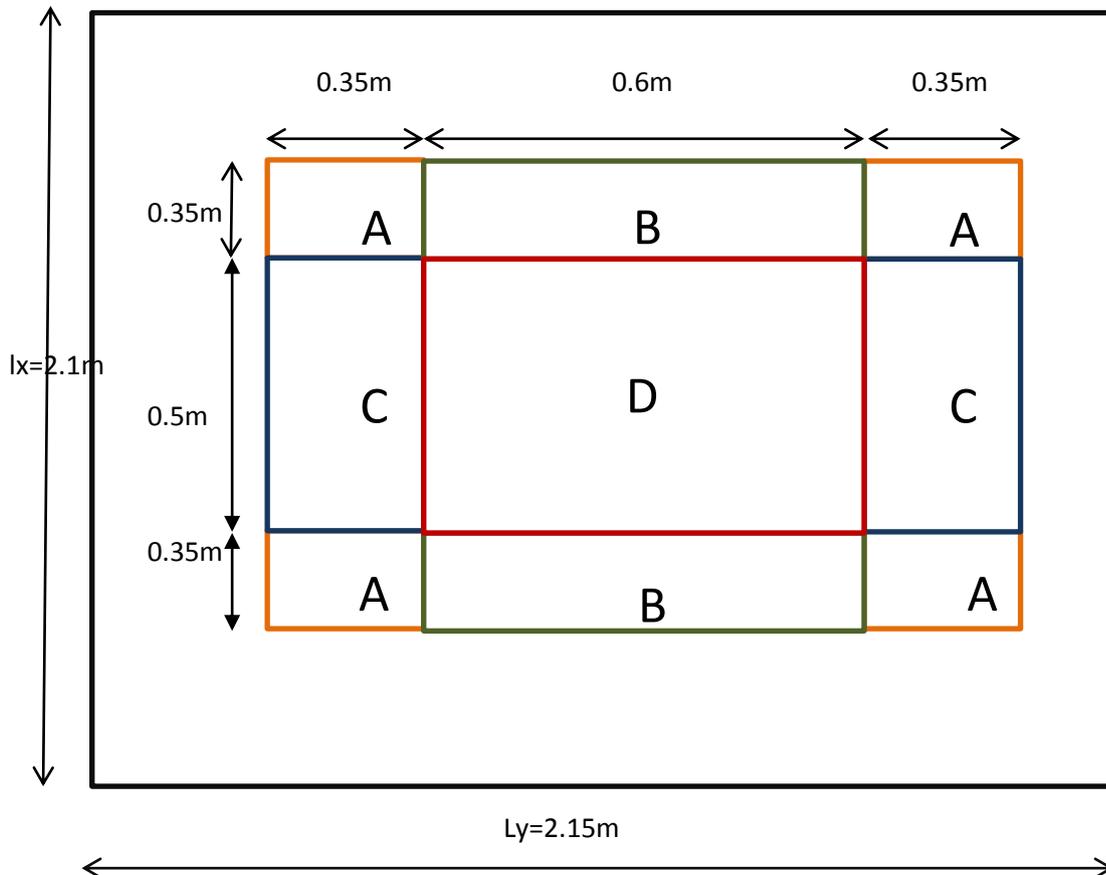


Figure 3.24 : dalle divisée en rectangles fictifs

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant des charges symétriques comme suite :

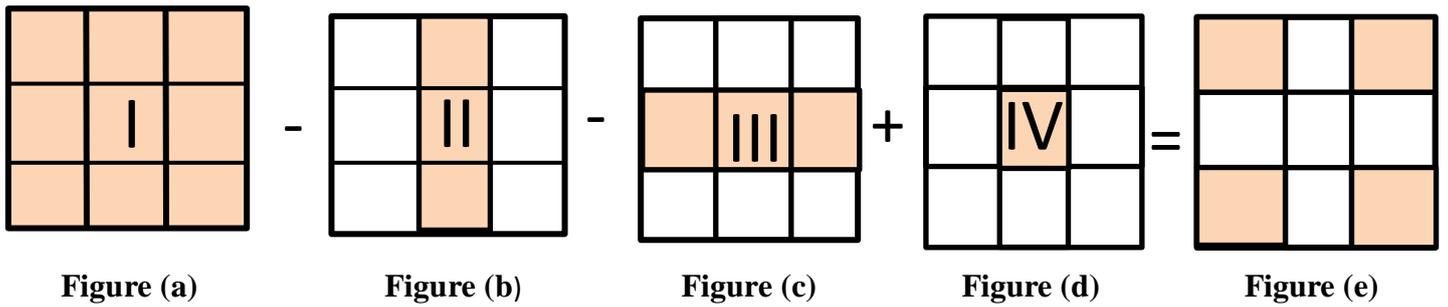


Figure 3.25 : rectangles fictifs

On cherche les moments produits par les rectangles :

- $I=4A+2B+2C+D$ (fig a)
- $II=2B+D$ (fig b)
- $III=2C+D$ (fig c)
- $IV=D$ (fig d)

Distance des rectangles :

-type(I)	$\left\{ \begin{array}{l} U=120+25=1.45m \\ V=130+25=1.55m \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{lx} = \frac{1.45}{2.1} = 0.69 \\ \frac{V}{ly} = \frac{1.55}{2.15} = 0.721 \end{array} \right.$
-type(II)	$\left\{ \begin{array}{l} U= 145-2\times35=0.75m \\ V=1.55m \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{lx} = \frac{0.75}{2.1} = 0.357 \\ \frac{V}{ly} = \frac{1.55}{2.15} = 0.721 \end{array} \right.$
-type(III)	$\left\{ \begin{array}{l} U= 1.45cm \\ V=155-70=0.85m \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{lx} = \frac{1.45}{2.15} = 0.690 \\ \frac{V}{ly} = \frac{0.85}{2.15} = 0.395 \end{array} \right.$
-type(IV)	$\left\{ \begin{array}{l} U= 0.5+0.25=0.75m \\ V=0.6+0.25=0.85m \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{lx} = \frac{0.75}{2.15} = 0.357 \\ \frac{V}{ly} = \frac{0.85}{2.15} = 0.395 \end{array} \right.$

$$\begin{array}{l}
 M_x = (M_1 + \nu \times M_2) \times p \\
 M_y = (M_2 + \nu \times M_1) \times p
 \end{array}
 \longrightarrow
 \left\{ \begin{array}{l}
 \nu = 0 \rightarrow ELU \\
 \nu = 0.2 \rightarrow ELS
 \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \begin{cases} P'u = \frac{qu/4}{U.V} = \frac{2363.64}{0.35^2} = 19295.02 \text{ Kg} = 192.9502 \text{ KN} \\ P's = \frac{qs/4}{U.V} = \frac{1732.09}{0.35^2} = 14139.51 \text{ Kg} = 141.3951 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Et } \begin{cases} Mx_c = Mx_I - Mx_{II} - Mx_{III} + Mx_{IV} \\ My_c = My_I - My_{II} - My_{III} + My_{IV} \end{cases}$$

-Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.14: récapitulatif des moments isostatique et moments dus aux charges concentrées

		I	II	III	IV
$U_0(\text{m})$		1.45	0.75	1.45	0.75
$V_0(\text{m})$		1.55	1.55	0.85	0.85
$S(\text{m}^2)$		2.247	1.162	1.232	0.637
U_0/Lx		0.69	0.357	0.690	0.357
V_0/Ly		0.721	0.721	0.395	0.395
M_1		0.067	0.093	0.079	0.114
M_2		0.056	0.078	0.089	0.109
$P'u=Qu / (U.V) (\text{Kg})$		19295.02	19295.02	19295.02	19295.02
$P's=Qs/ (U.V) (\text{Kg})$		14139.51	14139.51	14139.51	14139.51
$Pu=P'u.U_0.V_0(\text{Kg})$		43365.557	22430.46	23781.112	12300.575
$Ps=P's.U_0.V_0(\text{Kg})$		31778.548	16437.180	17426.946	9013.937
ELU	$Mx=M1.Pu$	2905.492	2086.032	1878.707	1402.265
	$My=M2.Pu$	2775.395	1749.575	2116.518	1340.762
ELS	Mx	2535.928	1785.077	1686.928	1224.092
	My	2459.659	1587.831	1826.343	1188.036
ELU	Mx_c	343.017			
	My_c	250.063			
ELS	Mx_c	288.014			
	My_c	233.521			

❖ **Evaluation des moments dus aux charges réparties :**

• **Chargement :**

$Lx=2.1 \text{ m} ; Ly=2.15 \text{ m} ; h_0=25 \text{ cm.}$

- Poids propre : $G = 0.25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/ml.}$

- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml.}$

Charge ultime : $qu = 1.35G + 1.5Q = 993,75 \text{ Kg/ml.}$

Charge de service : $qs=G+Q=725 \text{ Kg/ml.}$

- **Sollicitations :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.98 > 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

-D'après la méthode B.A.E.L :

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X_r} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{Y_r} = \mu_y \times M_{X_r} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{X_r} = 0.0457 \times 993.75 \times 2.1^2 = \mathbf{200.277 \text{ Kg.m}} \\ M_{Y_r} = 0.9694 \times M_{X_r} = \mathbf{194.148 \text{ Kg.m}} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X_r} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{Y_r} = \mu_y \times M_{X_r} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{X_r} = 0.0384 \times 993.75 \times 2.1^2 = \mathbf{168.285 \text{ Kg.m}} \\ M_{Y_r} = 0.9545 \times M_{X_r} = \mathbf{160.62 \text{ Kg.m}} \end{array} \right.$$

Avec : (μ_x, μ_y) sont tirés de B.A.E.L suivant la valeur de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- **Les moments appliqués sur la dalle :**

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X_0} = M_{X_1} + M_{X_2} = 343.017 + 200.277 = \mathbf{543.29 \text{ Kg.m}} \\ M_{Y_0} = M_{Y_1} + M_{X_2} = 250.063 + 194.148 = \mathbf{444.148 \text{ Kg.m}} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X_0} = M_{X_1} + M_{X_2} = 288.014 + 168.285 = \mathbf{456.299 \text{ Kg.m}} \\ M_{Y_0} = M_{Y_1} + M_{X_2} = 233.521 + 160.62 = \mathbf{394.141 \text{ Kg.m}} \end{array} \right.$$

- **Les moments retenus :**

ELU :

$$\text{En travée : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t_x} = 0,75.M_{X_0} = \mathbf{407.467 \text{ Kg.m}} \\ M_{t_y} = 0,75.M_{Y_0} = \mathbf{333.111 \text{ Kg.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{En appui : } \left\{ \begin{array}{l} M_{a_x} = M_{a_y} = 0,5.M_{0_x} = \mathbf{271.645 \text{ kg.m}} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\text{En travée : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t_x} = 0,75.M_{X_0} = \mathbf{342.224 \text{ Kg.m}} \\ M_{t_y} = 0,75.M_{Y_0} = \mathbf{295.605 \text{ Kg.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{En appui : } \left\{ \begin{array}{l} M_{a_x} = M_{a_y} = 0,5.M_{0_x} = \mathbf{228.149 \text{ Kg.m}} \end{array} \right.$$

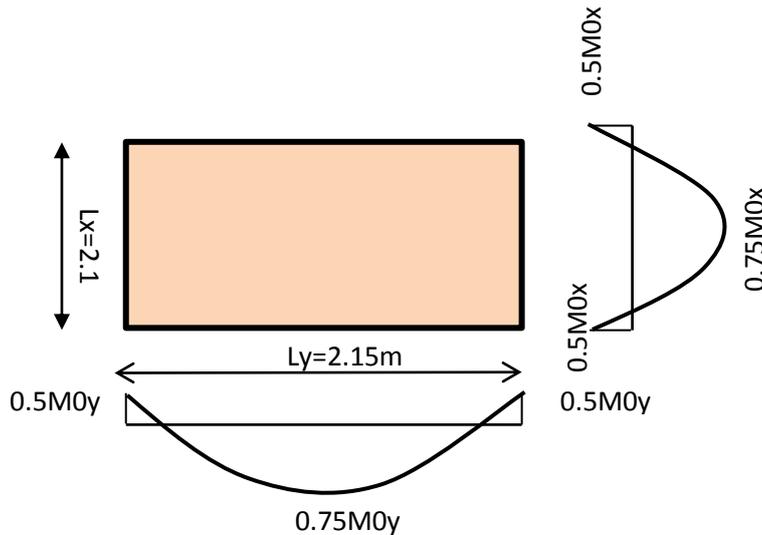


Figure 3.26: Evaluation des charges appliquées sur la dalle

3.6.5. Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

❖ Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=25\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=22,5\text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mp}$.
- Fissuration peu préjudiciable.

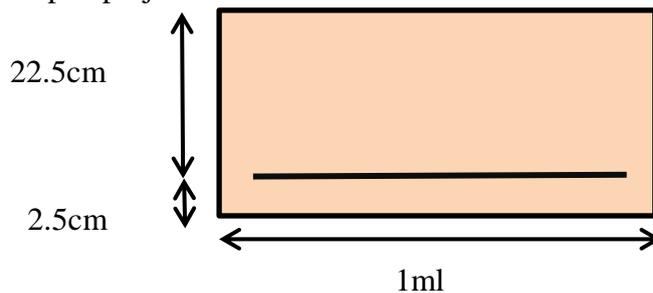


Figure 3.26: Section à ferrailer de la dalle machine

❖ ELU

• Les formules utilisées pour le calcul de ferrailage :

- Le moment réduit : $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bc}}$ $\xrightarrow{\text{tableau}}$ valeur de β .
- La section d'acier : $A_{st} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$
- La section minimale des aciers : on a $h_0 = 25\text{cm}$ \longrightarrow $(12\text{cm} < h_0 < 30\text{cm})$

Donc on applique la formule suivante :
$$\begin{cases} A_{y\min} = 8 \times h_0 \\ A_{x\min} = A_{y\min} \times \frac{3-\rho}{2} \text{ avec } \rho=0.98 \end{cases}$$

Choix des aciers : Le diamètre : $h_0 = 25\text{cm} = 250 \text{ mm} \rightarrow \phi \leq \frac{h_0}{10} \rightarrow \phi = 25\text{mm}$

- Espacement :
$$\begin{cases} St_x \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \end{cases}$$

Les résultats sont rassemblés dans le tableau suivant :

Tableau 3.15 Récapitulatif des calculs et résultats de ferrailage (Dalle machine)

	Sens Lx		Sens Ly	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Mu (N.m)	4074.67	2716.45	3331.11	2716.45
μ	0.005	0.004	0.005	0.004
β	0.998	0.998	0.998	0.998
Ast (calculée)	0.521	0.347	0.426	0.347
A_{min} (cm²)	2.02	2.02	2	2
Ast (choisit) (cm²)	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14
St (cm)	25	25	25	25

❖ **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

- **La dalle est bétonnée sans reprise.**

b) $\tau_u < \tau_u \text{ barre}$ avec $\tau_u = \frac{V_{u\text{tot}}}{b.d}$ et $\tau_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0.13f_{c28} ; 5\text{MPa})$.

$$V_{u\text{tot}} = \begin{cases} V_x + V_v \rightarrow \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u \rightarrow \text{Sens Ly} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts tranchants dus aux charges réparties :**

$$\text{Avec } \rho > 0.4 : \begin{cases} V_x = qu \times \frac{L_x}{2(1+\frac{\rho}{2})} \rightarrow V_x > V_y \\ V_y = qu \times \frac{L_x}{3} \end{cases} \text{ avec } qu = 1.35G + 1.5Q = 9937.5 \text{ N/ml.}$$

- **Calcul des efforts tranchants dus aux charges localisées :**

$$\text{Avec } \rho > 0.4 : \begin{cases} V_v = \frac{q_0}{2u+v} \text{ avec } q_0 = 2363.64 \text{ Kg} \\ V_v = \frac{q_0}{3u} \leq V_u \text{ (condition à vérifier) et puisque on a } u = v = 35 \text{ cm} \dots \text{ CV} \end{cases}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.16 : Récapitulatif des calculs des efforts tranchants et résultats

	Sens Lx		Sens Ly	
V.Charges localisées	V_x (KN)	7	V_y (KN)	6.95
V.Charges réparties	V_v (KN)	2251.08	V_u (KN)	2251.08
V_{u tot}	2258.08		2258.03	
V_{u tot max}	2258.08			
Vérification $\tau_u < \tau_u \text{ barre}$	$\tau_u = 0.10 < \tau_u \text{ barre} = 2.71 \dots \dots \text{cv}$			

-Donc les armatures ne sont pas nécessaires

3.6.6. Vérification à ELS :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

❖ Vérification des contraintes de béton :

- Position de l'axe neutre "x" :

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

- Moment d'inertie "I" :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + nA'_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

Avec: $n=15$; $d'=2.5\text{cm}$; $d=22.5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_{sc}=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_t 28 \eta} \right) = 201\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{12.4 \times 3.65 \times 10^{-5}}{8199.029 \times 10^{-8}} = 5.52 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{cv} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{12.4 \times 10^{-5}}{8199.029 \times 10^{-8}} (13.5 - 3.65) = 223.45 \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_t 28 \eta} \right) = 201\text{MPa} \rightarrow \text{cnv} \end{array} \right.$$

-Les résultats après augmenter les armatures tendues sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.17 : récapitulatif des résultats à ELS

	Sens	M _{st} (N.m)	A _{st} (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
travée	Lx	3422.24	3.14	4.15	18242.07	7.78	vérifiée
	Ly	2281.49	3.14	4.15	18242.07	5.19	vérifiée
appui	Lx	Max= 2281.49 N.m < M _{tx} → σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} CV					
	Ly	May= 2281.49 N.m < M _{ty} → σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} CV					

-Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent en travées et en appuis.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e_p}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \\ \frac{e_p}{L_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{210} = 0.119 > \frac{3422.24}{20 \times 4562.99} = 0.0375 \text{CV} \\ \frac{3.14}{100 \times 22.5} = 0.0013 < \frac{2.1}{400} = 0.0052 \text{CV} \end{array} \right.$$

-Donc condition de flèche vérifiée.

❖ **Disposition du ferrailage :**

- **Arrêt des barres :** (la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total)

On a Fe400 ; f_{c28}=25MPa. → L_s = 40Φ =
40x1 = **40cm.**

- **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (40\text{cm} ; 42\text{cm}).$$

→ L₁ = **42cm.**

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max (40\text{cm} ; 21 \text{ cm}).$$

→ L₁ = **40cm.**

- **Armatures finales :**

- Suivant L_x : $\left\{ \begin{array}{l} A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{ml avec } S_t = 25\text{cm.} \\ A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{ml avec } S_t = 25\text{cm.} \end{array} \right.$

- Suivant L_y : $\left\{ \begin{array}{l} A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{ml avec } S_t = 25\text{cm.} \\ A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{ml avec } S_t = 25\text{cm.} \end{array} \right.$

3.6.7 Dessin de ferrailage (pour une bande de 1ml) :

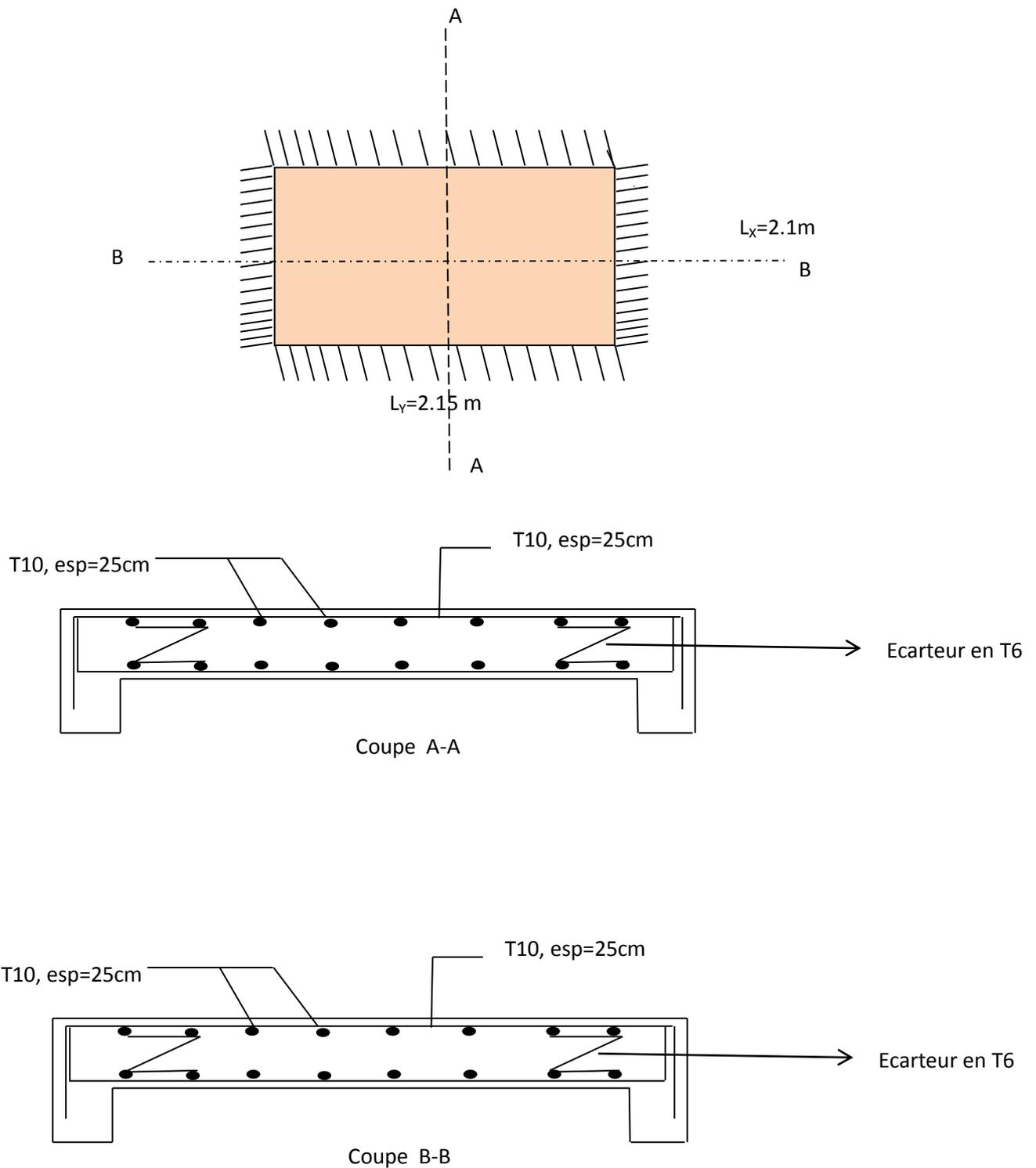
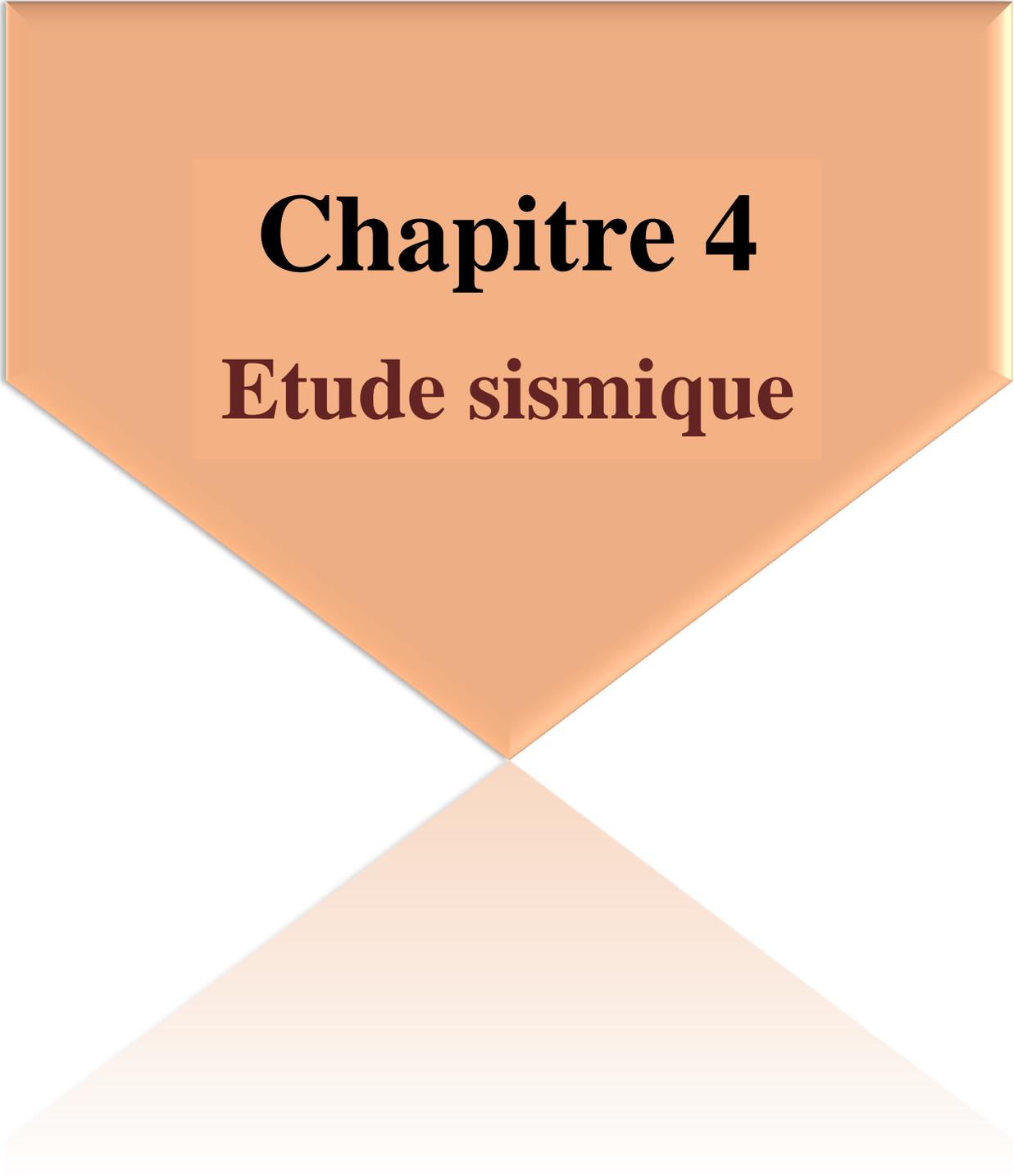


Figure 3.27 Dessin de ferrailage de la dalle machine



Chapitre 4
Etude sismique

4.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il engendre des mouvements de sol multidirectionnels libérant une énergie de déformation importante selon son intensité, ces mouvements sont transmis aux structures par les appuis, ces dernières réagissent selon leur rigidité et leur inertie. Il en résulte des forces horizontales d'inertie concentrées sur les étages des bâtiments, c'est-à-dire aux endroits où est concentrée la plus grande partie de la masse de la structure.

Vu que Notre projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure Par la détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique et le choix judicieux de système de contreventement. Dans ce cas on fait appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le SAP2000.

4.2 Objectif de l'étude sismique :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

4.3 Présentation des différentes méthodes de calcul des forces sismiques :

Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé par trois méthodes selon RPA99-version 2003:

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

4.3.1 Méthode statique équivalente :

❖ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

❖ Condition d'application : (d'après article 4.1.2 du RPA99version2003, page 38).

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone I** : tous groupes

- **Zone II :**

Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- **Zone III :**

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

❖ **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions.

4.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

❖ **Principe de la méthode :**

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

❖ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

❖ **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v20034.3.2].

4.4 Choix de la méthode de calcul :

4.4.1 Classification de la structure RPA 99 version 2003 :

❖ **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité.

Dans notre cas, GULEMA se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE IIa'.

❖ **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage est un ouvrage d'importance moyenne **groupe d'usage 2**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure ne satisfait pas les conditions de régularité en Plan, donc Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

4.5 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

❖ Coefficient d'accélération A :

D'après le tableau (4.1 RPA99 V2003 P41) et suivant les critères précédents :

-Valeurs de coefficient d'accélération de zone IIa et groupe2 \longrightarrow A= 0.15

❖ Coefficient de comportement global de la structure R :

D'après le tableau (4.3 RPA99 V2003 P28), il est en fonction du système de contreventement, tel qu'il est défini dans l'article (3.4 du R.P.A99 V2003)

Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles- portiques avec, donc : R = 5

❖ Facteur de qualité Q :

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ (RPA99-2003) Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version2003 P48).

❖ Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$

• Pour le sens (x,x) sens longitudinal :

On a 7 travées

$$3.5/3.5=1 < 1,5$$

$$3.5/3.85=1.909 < 1,5$$

$$3.85/4.8=0.802 < 1,5$$

$$4.8/3.85=1.25 < 1,5$$

$$3.85/3.5=1.1 < 1,5$$

$$3.5/3.5=1 < 1,5$$

critère observé $pq = 0$

• Pour le sens (y,y)Sens transversal :

On a 6 travées

$$4.2/3.8=1.105 < 1,5$$

$$3.8/3.2=1.187 < 1,5$$

$$3.2/3.2=1 < 1,5$$

$$3.2/3.8=0.842 < 1,5$$

$$3.8/4.2=0.904 < 1,5$$

critère observé $pq = 0$

❖ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

• **Pour le sens (x,x) sens longitudinal :**

$$L_{\max}=4.8\text{m} \quad L_{\min}=3.5\text{m} \quad L_{\max}/L_{\min}=4.8/3.5=1.371 < 1.5$$

on a 8 files de portique donc la condition vérifiée critère observé \longrightarrow **pq = 0**

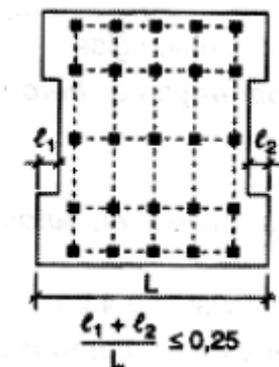
• **Pour le sens (y,y)Sens transversal :**

$$L_{\max}=4.8\text{m} \quad L_{\min}=3.5\text{m} \quad L_{\max}/L_{\min}=4.8/3.5=1.371 < 1.5$$

On a 8 files de portique donc la condition vérifiée critère observé \longrightarrow **pq = 0**

❖ **Régularité en plan :**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :
Longueur / largeur = $27.03 / 25.25 = 1,07 < 4$
- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.



$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25 \quad \frac{3.5 + 3.5}{27.03} = 0.258 = 0.26$$

Condition non vérifiée

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est non observé \longrightarrow **pq = 0.05**

❖ **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmet pas directement à la fondation.

- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

❖ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Les matériaux utilisés dans notre ouvre ne sont pas soumis à des essais systématiques : donc critère non observé \longrightarrow **$p_q = 0.05$**

❖ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé \longrightarrow **$p_q = 0.10$**

Tableau 4.1 Pénalités en fonction des critères de qualité q

Critère q	Pq	
	Sens Longitudinale (X)	Sens Transversale (Y)
	Condition minimales sur les files de contreventement	0
redondance en plan	0	0
régularité en plan	0.05	0.05
régularité en élévation	0	0
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
la somme	0.20	0.20

Sens longitudinal $\rightarrow Q_x=1+0,2=1,20$ \longrightarrow $Q=1.2$
 Sens transversal $\rightarrow Q_y=1+0,2=1.20$

❖ **Facteur de correction d'amortissement $[\eta]$** :

D'après la Formule (4.3 du RPA 99V2003 P41) :

$$\eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ; du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi = 7\%$ (Tableau 4.2.RPA99V2003) ;
donc : $\eta = 0.8819$

❖ **Période $[T_1]$ ET $[T_2]$ du site considérée :**

D'après le rapport géotechnique, notre site est **sol meuble S2**. (Tableau 4.7: RPA 99V2003) :
 $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.5s$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas, on a une structure mixte alors la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (3.4 ; 4.7) d'après RPA99V 2003

$$T = \min(CT \times hn^{\frac{3}{4}}, (0.09 \times hn) / \sqrt{d})$$

hn : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

T : Période fondamentale de la structure

$CT = 0.05$ Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.7 : RPA 99/ 2003).

$hn = 34.78$

• **Dans le sens longitudinal(x,x) :**

$hn = 34.78m$

$dX = 27.03m$

$$T = C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 34.78^{\frac{3}{4}} = 0.716s \quad T = \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 34.78}{\sqrt{27}} = 0.602s$$

$T_X = \min(0.716 ; 0.602)$

$T_X = 0.6024s$.

• **Dans le sens transversal(y,y) :**

$hn = 34.78m$

$dy = 25.25m$

$$T = C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 34.78^{\frac{3}{4}} = 0.716s \quad T = \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 34.78}{\sqrt{25.25}} = 0.622s$$

$T_Y = \min(0.716; 0.622)$

$T_Y = 0.6229s$.

❖ **facteur d'amplification dynamique [D]:**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

On a sol meuble $T_2=0.5s$ avec $T_x=0.602s$ et $T_y=0.622s$ Donc : $T_2 \leq T \leq 3.0s$

• **Dans le sens longitudinal(x,x) :**

$$\Rightarrow D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.8819 \left(\frac{0,5}{0.602}\right)^{2/3} \longrightarrow \mathbf{D_x = 1.948}$$

• **Dans le sens longitudinal (y,y) :**

$$\Rightarrow D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

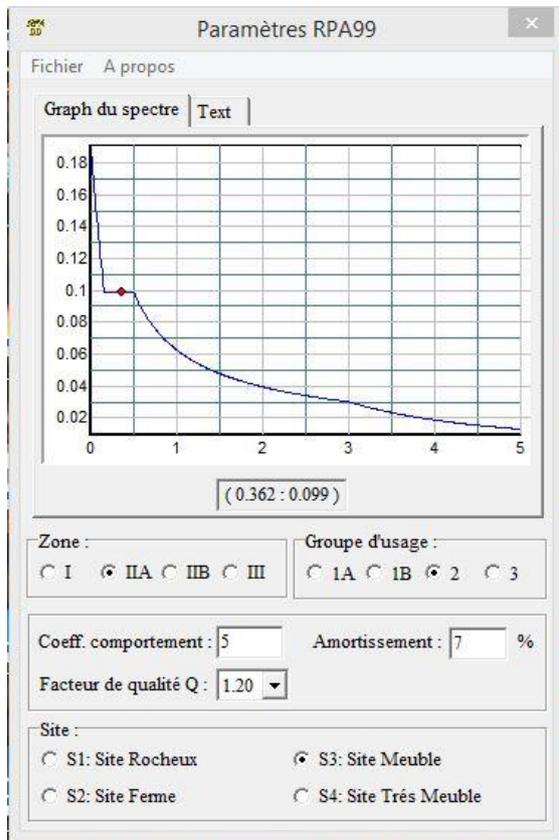
$$D_y = 2.5 \times 0.8819 \left(\frac{0,5}{0.622}\right)^{2/3} \longrightarrow \mathbf{D_y = 1.906}$$

❖ **Spectre de réponse :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante

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

Avec
 g : Accélération de la pesanteur.
 A : Coefficient d'accélération de zone.
 T : Période fondamentale de la structure
 η : Facteur de correction d'amortissement
 Q : Facteur de qualité
 T2 : Période du site considérée



4.6 Modélisation :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "SAP2000" après discrétisation de la structure en éléments finis ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

4.6.1 Pourquoi le SAP2000

Il nous donne :

- ❖ Les périodes propres.
- ❖ Les coefficients de participation modale α_i .
- ❖ Les déplacements des planchers.
- ❖ Les forces sismiques

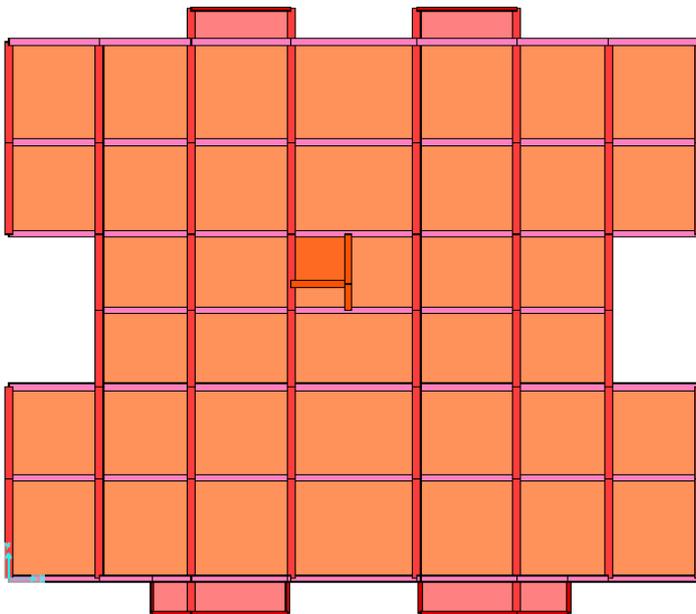
4.6.2 Démarches de modélisation de notre structure :

Les démarches sont les suivants :

- ❖ 1-Définition de la géométrie de la structure.
- ❖ 2-Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
- ❖ 3-Détermination des conditions aux appuis.
- ❖ 4-Détermination des chargements de la structure.
- ❖ 6-Définition et imposition de spectre de réponse ou bien introduire les forces sismiques de chaque plancher (MSE) sur la structure.
- ❖ 7-Définition de type d'analyse de cette dernière.

4.6.3 Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :



1^{er} disposition :

**T= 1.407963s avec
W=6161.18ton**

Figure 4.1 La première disposition des voiles

2^{eme} disposition :

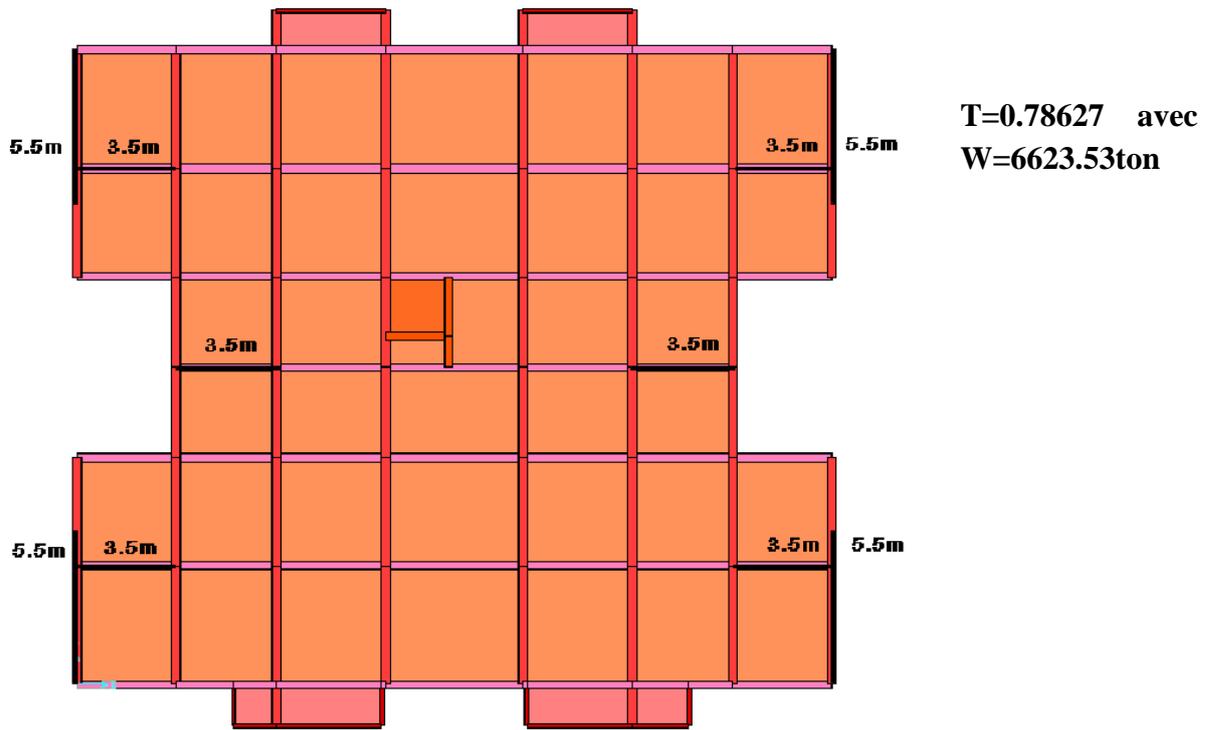


Figure 4.2 La deuxième disposition des voiles

3^{eme} disposition :

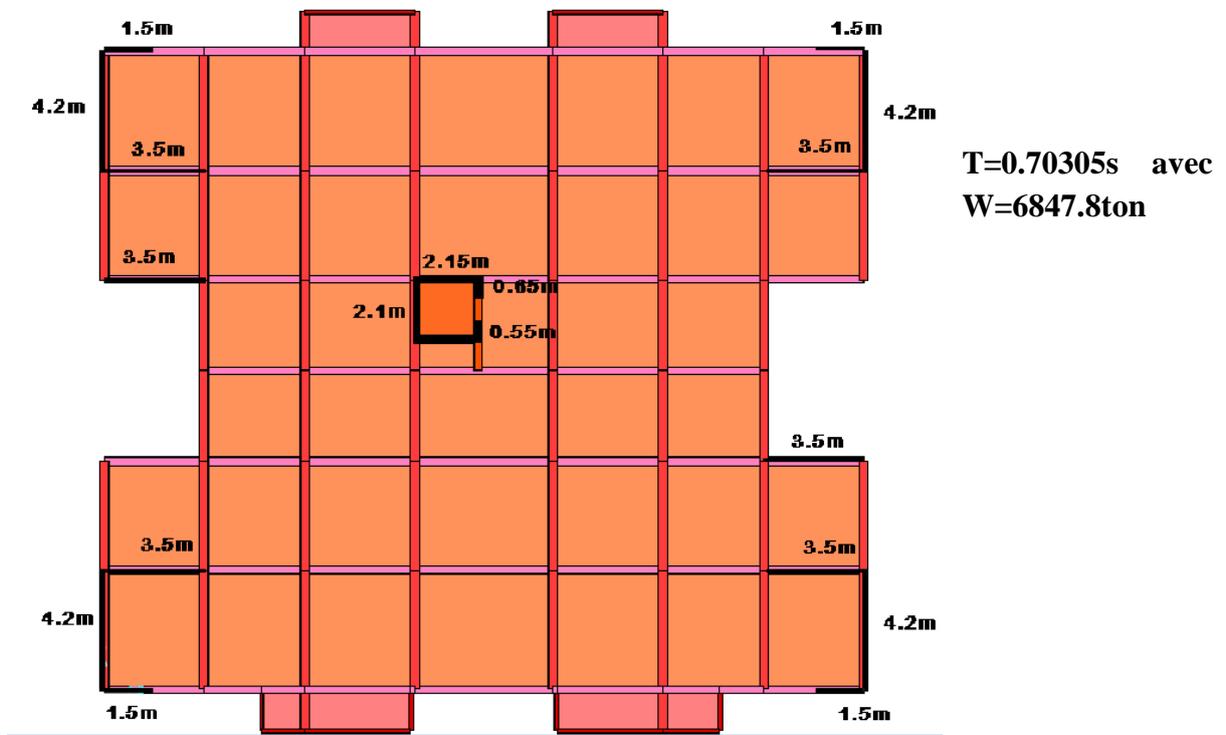


Figure 4.3 La troisième disposition des voiles

4^{eme} disposition :

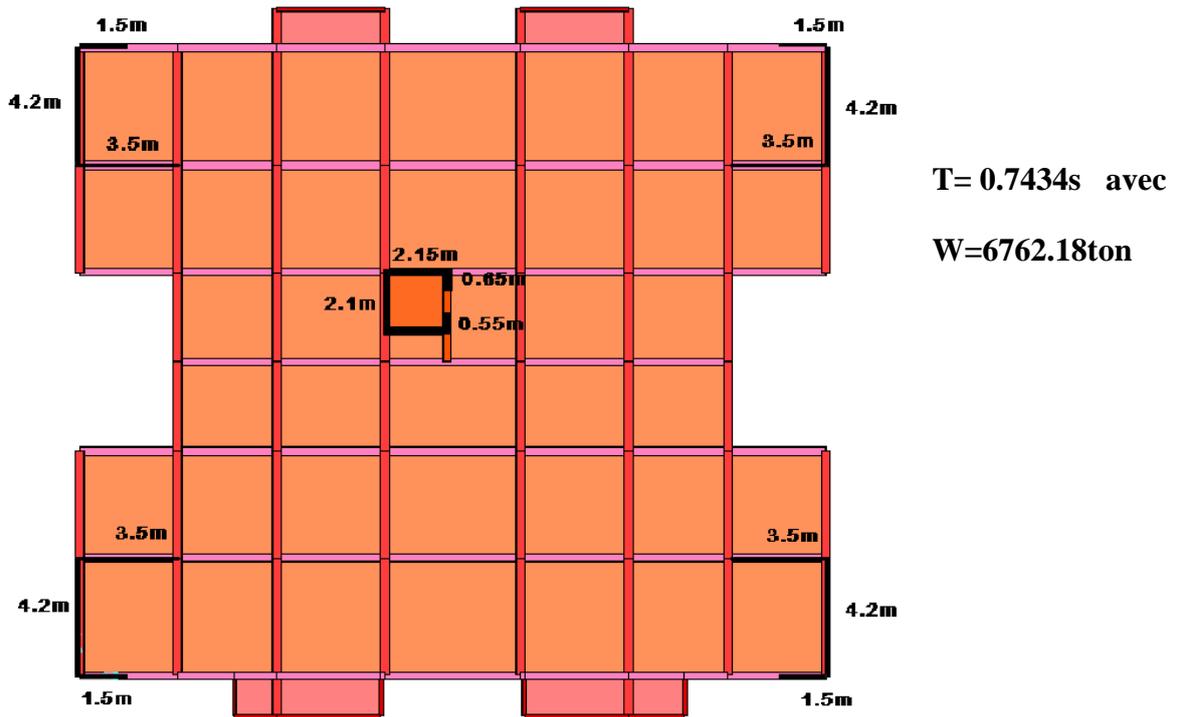


Figure 4.4 La quatrième disposition des voiles

5^{eme} disposition :

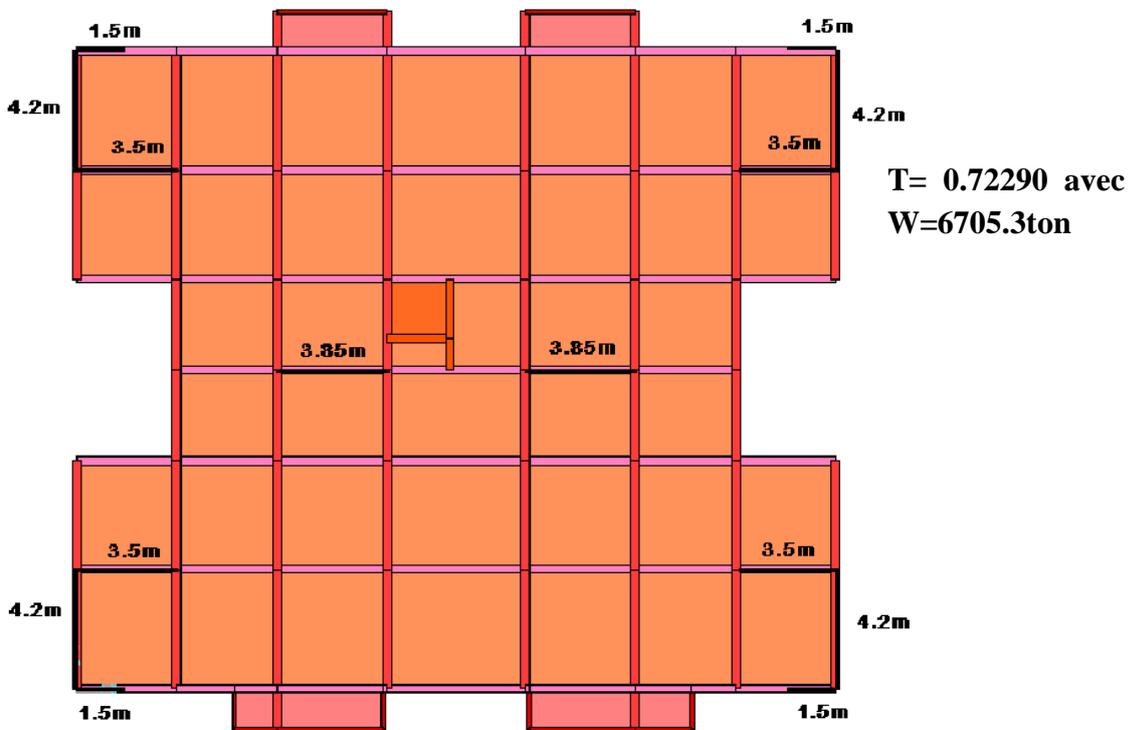


Figure 4.5 La cinquième disposition des voiles

6^{eme} disposition :

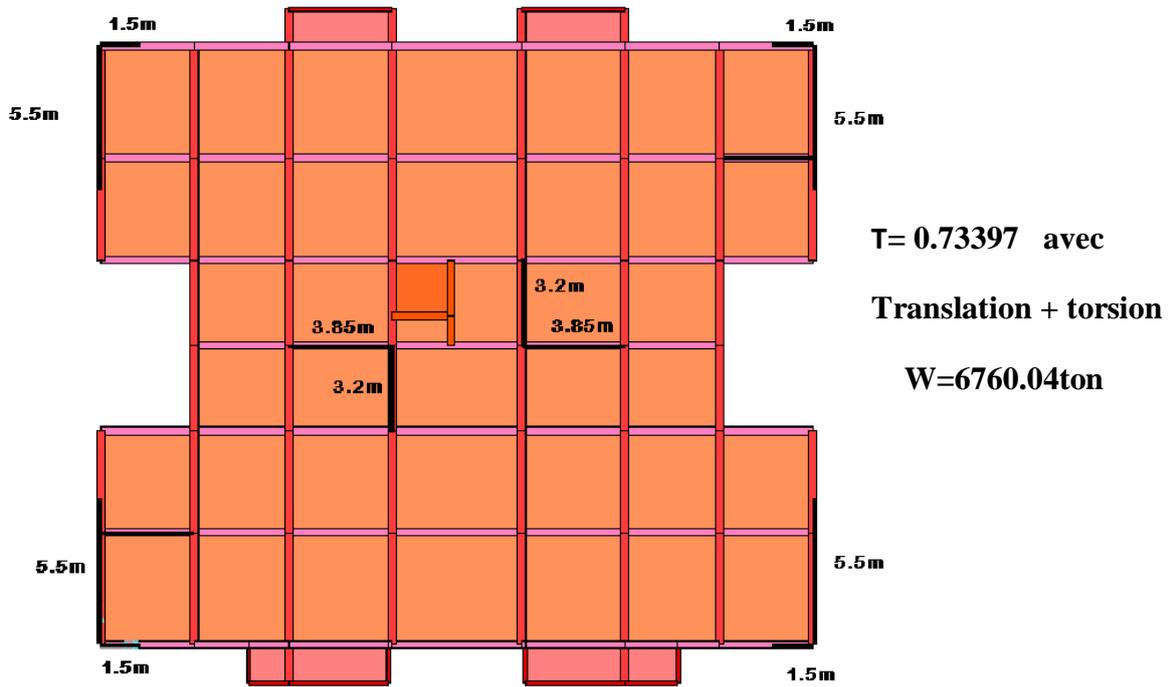


Figure 4.6 La sixième disposition des voiles

7^{eme} disposition :

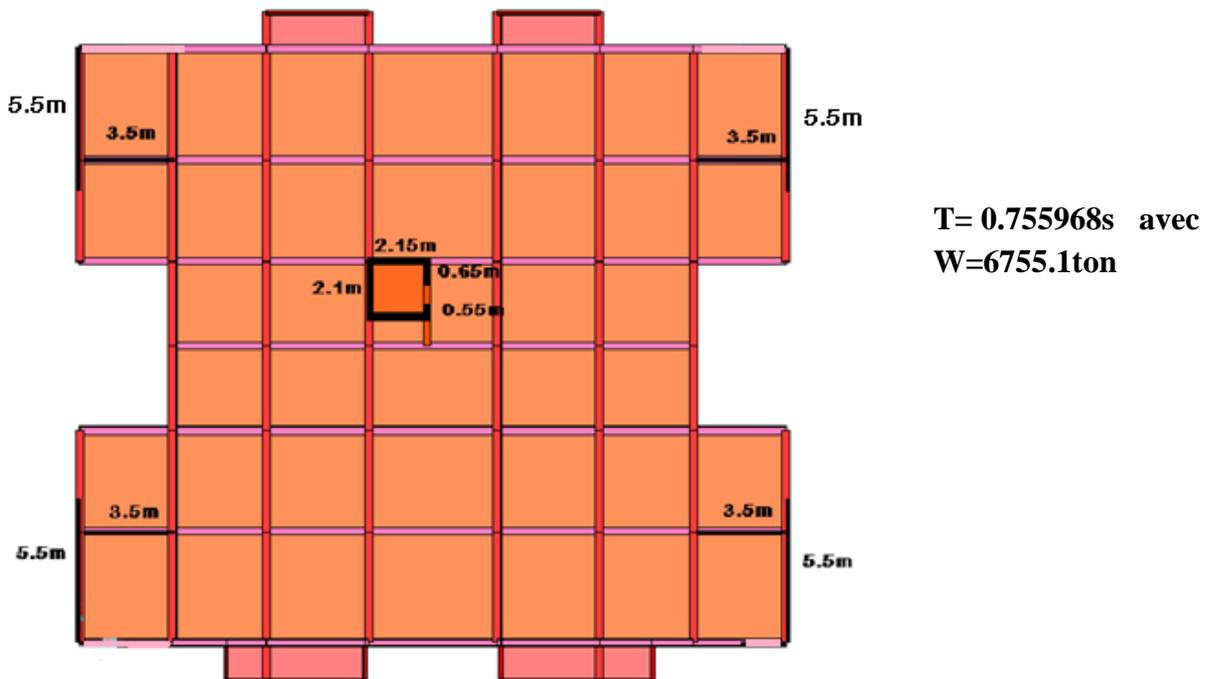


Figure 4.7 La septième disposition des voiles

4.7 Le choix de notre disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- i. La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- ii. Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- iii. Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- iv. La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003
- v. D'après le RPA99v2003 la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques

4.7.1 Constatations (7eme disposition) :

- ❖ La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.

Tableau 4.2 Périodes et facteur de participation modal

TABLE: Modal Participation Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.755968	0.67445	1E-08	1.26E-07	0.67445	1.05E-08
MODAL	Mode	2	0.710019	7.6E-06	0.6644	1.389E06	0.67446	0.6644
MODAL	Mode	3	0.626872	0.00437	0.00188	8.734E08	0.67882	0.66628
MODAL	Mode	4	0.200325	0.18057	0.00011	1.366E07	0.85939	0.66639
MODAL	Mode	5	0.177693	0.00015	0.19483	9.099E06	0.85954	0.86122
MODAL	Mode	6	0.156695	0.00044	0.00079	3.352E07	0.85998	0.862
MODAL	Mode	7	0.111366	0.0005	0.00389	1.264E05	0.86047	0.86589
MODAL	Mode	8	0.11006	0.00636	0.00041	0.0002	0.86683	0.8663
MODAL	Mode	9	0.100034	0.00012	0.00032	6.627E06	0.86695	0.86662
MODAL	Mode	10	0.08405	0.0942	1.2E-06	2.333E05	0.96115	0.86662
MODAL	Mode	11	0.074781	1.8E-11	0.09648	6.357E07	0.96115	0.9631
MODAL	Mode	12	0.082152	1.1E-11	2.6E-12	0.72554	0.96115	0.9631

- ❖ Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à (X-X,)
- ❖ Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à. (Y-Y,)
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de torsion suivant (z-z)
- ❖ Une période fondamentale : $T(\text{sap}) = 0.75559\text{s}$
 - . $T_X = 0.6024\text{s} \times 1,3 = 0.78312\text{s} > T_{X\text{sap}} = 0.75559\text{s}$
 - . $T_Y = 0.622\text{s} * 1.3 = 0.80981\text{s} > T_{Y\text{sap}} = 0.71002$

Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique par rapport les autres dispositions

Donc C'est la raison pour laquelle on a choisi la 7ème disposition, car elle satisfait toutes les conditions citées auparavant.

4.8 Poids total de la structure :

Le poids de chaque plancher et le poids total de la structure :

D'après le RPA.99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et un coefficient β des charges d'exploitation.

W Poids total de la structure = $\sum W_i$

Avec $W_i = W_{gi} + W_{qi}$

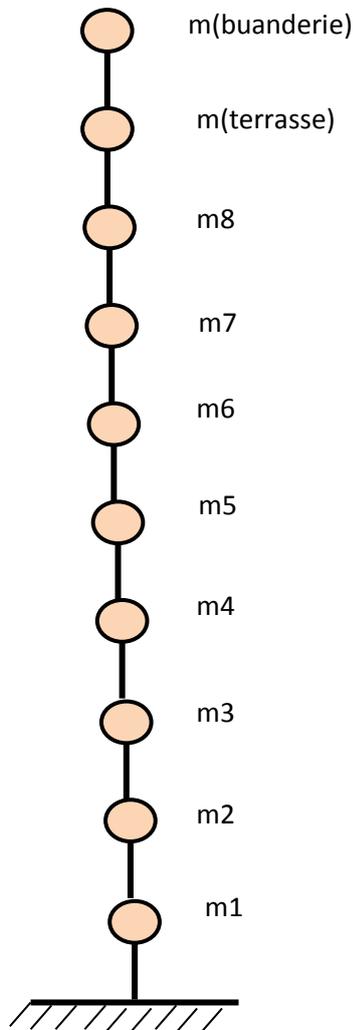
W_{gi} : masse due aux charges permanentes.

W_{qi} : masse due aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par (art 4.5 RPA99V2003)

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.2$

Tableau 4.3 : Poids des différents niveaux



Niveau	Poids (KN)	Masses (ton)
Buanderie	189.722	19.34
terrasse	5681.32	579.14
9	6287.03	640.88
8	6368.14	649.15
7	6455.46	658.05
6	6553.04	668
5	6650.63	677.94
4	6758.49	688.94
3	6866.35	699.93
2	6984.48	711.98
1	7472.84	761.76
La somme	66267.5	6755.1

Figure 4.8 système brochette

NB : Afin de calculer la masse, il faut choisir la disposition idéale des voiles pour avoir le meilleur modèle qui répond aux conditions du RPA99/ 2003

4.9 Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport aux deux directions orthogonales (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

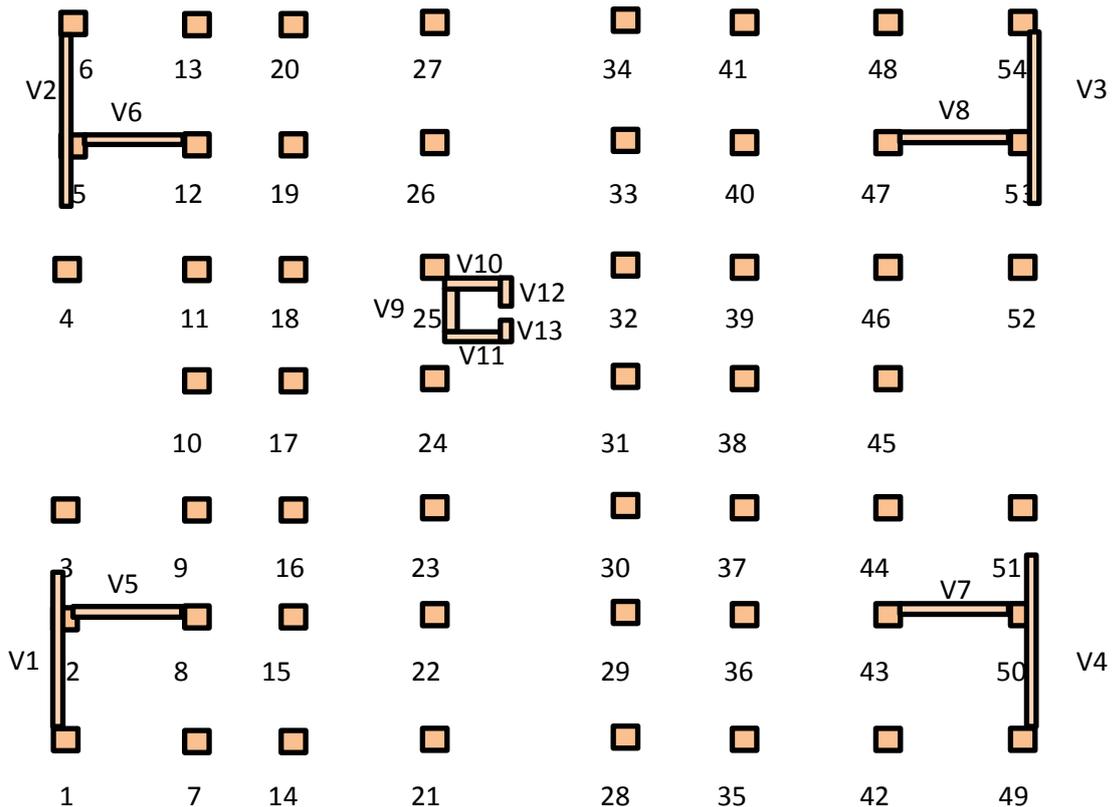


Figure4.9: disposition des voiles et des poteaux

❖ **Centre de torsion :**

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum(I_{xi} X_i)}{\sum I_{xi}} \quad et \quad Y_G = \frac{\sum(I_{yi} Y_i)}{\sum I_{yi}} \quad \dots\dots\dots Formule(A)$$

Avec

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

❖ Pour les poteaux :

$$X_G = \frac{b \times a^3}{12} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{a \times b^3}{12} \quad \dots\dots\dots \text{Formule(B)}$$

Puisque les poteaux sont des sections carrées (a=b) donc : $X_G = \frac{b^3}{12} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{b^3}{12}$

❖ pour les voiles :

Les dimensions sont constantes, alors :

$$X_G = \frac{b' \times L^3}{12} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{b'^3 \times L}{12} \quad \dots\dots\dots \text{Formule(C)}$$

- Si $\alpha = 0$: En prend les formules précédentes.

α : l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

- Si $\alpha \neq 0$:

$$I_{xI} = I_{xI} \times (\sin \alpha)^2 + I_{yI} \times (\cos \alpha)^2$$

$$I_{yI} = I_{yI} \times (\sin \alpha)^2 + I_{xI} \times (\cos \alpha)^2$$

Tableau4.4: Les coordonnées du centre de torsion (voiles)

	Xi	Yi	Ix	Iy	Xi.Ix	Yi.Iy
voile1	-0,185	2,75	2,4956	0,0027	-0,4617	0,0074
voile2	-0,185	19,65	2,4956	0,0027	-0,4617	0,0525
voile3	26,685	19,65	2,4956	0,0027	66,5951	0,0525
voile4	26,685	2,75	2,4956	0,0027	66,5951	0,0074
voile5	1,75	4,11	0,0017	0,6431	0,0030	2,6431
voile6	1,75	18,29	0,0017	0,6431	0,0030	11,7623
voile7	24,75	4,11	0,0017	0,6431	0,0421	2,6431
voile8	24,75	18,29	0,0017	0,6431	0,0421	11,7623
voile9	10,975	13,35	0,1929	0,0027	2,1171	0,0365
voile10	11,975	12,425	0,0029	0,2218	0,0343	2,7559
voile11	11,975	14,275	0,0029	0,2218	0,0343	3,1662
voile12	12,925	14,075	0,0057	0,0008	0,0739	0,0119
voile13	12,925	12,575	0,0035	0,0007	0,0448	0,0090
somme			10,1970	3,0310	134,6614	34,9101

Tableau4.5: les coordonnées du centre de torsion (poteaux)

	Xi	Yi	Ix	Iy	Xi.Ix	Yi.Iy
Poteau1	0	0	0,0076	0,0076	0,0000	0,0000
Poteau2	0	4,2	0,0076	0,0076	0,0000	0,0320
Poteau3	0	8	0,0076	0,0076	0,0000	0,0610
Poteau4	0	14,4	0,0076	0,0076	0,0000	0,1097
Poteau5	0	18,2	0,0076	0,0076	0,0000	0,1387
Poteau6	0	22,4	0,0076	0,0076	0,0000	0,1707
Poteau7	3,5	0	0,0076	0,0076	0,0267	0,0000
Poteau8	3,5	4,2	0,0076	0,0076	0,0267	0,0320
Poteau9	3,5	8	0,0076	0,0076	0,0267	0,0610
Poteau10	3,5	11,2	0,0076	0,0076	0,0267	0,0853
Poteau11	3,5	14,4	0,0076	0,0076	0,0267	0,1097
Poteau12	3,5	18,2	0,0076	0,0076	0,0267	0,1387
Poteau13	3,5	22,4	0,0076	0,0076	0,0267	0,1707
Poteau14	7	0	0,0076	0,0076	0,0533	0,0000
Poteau15	7	4,2	0,0076	0,0076	0,0533	0,0320
Poteau16	7	8	0,0076	0,0076	0,0533	0,0610
Poteau17	7	11,2	0,0076	0,0076	0,0533	0,0853
Poteau18	7	14,4	0,0076	0,0076	0,0533	0,1097
Poteau19	7	18,2	0,0076	0,0076	0,0533	0,1387
Poteau20	7	22,4	0,0076	0,0076	0,0533	0,1707
Poteau21	10,85	0	0,0076	0,0076	0,0827	0,0000
Poteau22	10,85	4,2	0,0076	0,0076	0,0827	0,0320
Poteau23	10,85	8	0,0076	0,0076	0,0827	0,0610
Poteau24	10,85	11,2	0,0076	0,0076	0,0827	0,0853
Poteau25	10,85	14,4	0,0076	0,0076	0,0827	0,1097
Poteau26	10,85	18,2	0,0076	0,0076	0,0827	0,1387
Poteau27	10,85	22,4	0,0076	0,0076	0,0827	0,1707
Poteau28	15,65	0	0,0076	0,0076	0,1193	0,0000
Poteau29	15,65	4,2	0,0076	0,0076	0,1193	0,0320
Poteau30	15,65	8	0,0076	0,0076	0,1193	0,0610
Poteau31	15,65	11,2	0,0076	0,0076	0,1193	0,0853
Poteau32	15,65	14,4	0,0076	0,0076	0,1193	0,1097
Poteau33	15,65	18,2	0,0076	0,0076	0,1193	0,1387
Poteau34	15,65	22,4	0,0076	0,0076	0,1193	0,1707
Poteau35	19,5	0	0,0076	0,0076	0,1486	0,0000
Poteau36	19,5	4,2	0,0076	0,0076	0,1486	0,0320
Poteau37	19,5	8	0,0076	0,0076	0,1486	0,0610
Poteau38	19,5	11,2	0,0076	0,0076	0,1486	0,0853
Poteau39	19,5	14,4	0,0076	0,0076	0,1486	0,1097
Poteau40	19,5	18,2	0,0076	0,0076	0,1486	0,1387
Poteau41	19,5	22,4	0,0076	0,0076	0,1486	0,1707
Poteau42	23	0	0,0076	0,0076	0,1753	0,0000
Poteau43	23	4,2	0,0076	0,0076	0,1753	0,0320
Poteau44	23	8	0,0076	0,0076	0,1753	0,0610
Poteau45	23	11,2	0,0076	0,0076	0,1753	0,0853
Poteau46	23	14,4	0,0076	0,0076	0,1753	0,1097

Poteau47	23	18,2	0,0076	0,0076	0,1753	0,1387
Poteau48	23	22,4	0,0076	0,0076	0,1753	0,1707
Poteau49	26,5	0	0,0076	0,0076	0,2019	0,0000
Poteau50	26,5	4,2	0,0076	0,0076	0,2019	0,0320
Poteau51	26,5	8	0,0076	0,0076	0,2019	0,0610
Poteau52	26,5	14,4	0,0076	0,0076	0,2019	0,1097
Poteau53	26,5	18,2	0,0076	0,0076	0,2019	0,1387
Poteau54	26,5	22,4	0,0076	0,0076	0,2019	0,1707
Poteau55	0	11,2	0,0076	0,0076	0,0000	0,0853
Poteau56	26,5	11,2	0,0076	0,0076	0,2019	0,0853
somme			0,4267	0,4267	5,6540	4,7793

Après l'application de la **formule(A)** on trouve pour l'étage 1 :

xt	13,0810393
yt	11,384052

Les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau4.6: Centre de torsion des différents planchers

Niveau	Xt (m)	Yt (m)
Etage 1	13,2077	11,4785
Etage 2	13,0810	11,3840
Etage 3		
Etage 4	13,0791	11,3905
Etage 5		
Etage 6	13,0778	11,3958
Etage 7		
Etage 8	13,0768	11,3990
Etage 9		
Terrasse Semi-accessible	13,0768	11,3990
Buanderie	13.2500	12.8000

❖ **Centre de masse :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$Xm = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Ym = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i} \dots\dots\dots \text{Formule(D)}$$

Remarque : Il y a lieu de rappeler que le SAP2000 calcule et affiche automatiquement les deux (02) facteurs cités précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est réalisé par un diaphragme

Les résultats du centre de masse donnés par le "SAP2000" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau4.7 : Centre de masse des différents planchers

Niveau	Xm (m)	Ym (m)
Etage 1	13.2353	11.0114
Etage 2	13.2355	10.9952
Etage 3	13.2353	10.9953
Etage 4	13.2350	10.9955
Etage 5	13.2348	10.9956
Etage 6	13.2346	10.9957
Etage 7	13.2344	10.9958
Etage 8	13.2829	11.0286
Etage 9	13.2340	11.0050
Terrasse semi-accessible	13.2540	11.1272
Buanderie	13.2500	12.8000

4.10 Evaluation des excentricités :

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.
- ❖ **Excentricités théoriques** :

$$ex_t = |x_t - xm|$$

$$ey_t = |y_t - ym|$$

Avec : XmYm, : Les coordonnées du centre de masse.

Xt,Yt : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau4.8: Les excentricités théoriques.

Niveau	Ext (m)	Eyt (m)
Etage 1	0,0276	0,4671
Etage 2	0,1545	0,3888
Etage 3	0,1543	0,3887
Etage 4	0,1559	0,3950
Etage 5	0,1557	0,3949
Etage 6	0,1568	0,4001
Etage 7	0,1566	0,4000
Etage 8	0,2061	0,3704
Etage 9	0,1572	0,3940
Terrasse semi-accessible	0,1772	0,2628
Buanderie	0	0

❖ **Excentricités accidentelles :**

$$e_{xa} = \max(5\% L_{x\max} ; e_{xt})$$

$$e_{ya} = \max(5\% L_{y\max} ; e_{yt}) \dots\dots\dots\text{RPA99 :formule4.3.7}\dots\dots\dots(\text{G})$$

(L_x est mesuré au niveau du plancher).

(L_y est mesurée au niveau du plancher).

$L_x=27\text{m}$ $L_y=25.25\text{m}$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau4.9 : Les excentricités accidentelles

Niveau	Exa (m)	Eya (m)
Etage 1	1.35	1.26
Etage 2	1.35	1.26
.Etage 3	1.35	1.26
Etage 4	1.35	1.26
Etage 5	1.35	1.26
Etage 6	1.35	1.26
Etage 7	1.35	1.26
Etage 8	1.35	1.26
Etage 9	1.35	1.26
Terrasse semi-accessible	1.35	1.26
Buanderie	0,240	0.16

4.11 Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau:

Chaque bâtiment est construit pour résister aux forces sismiques horizontales, Pour cela le R.P.A99V2003, impose une formule à suivre pour que la construction reste en sécurité contre ces forces.

On a $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$ avec

- 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.

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.948 \times 1.2}{5} \times 66267.5 = 4647.20 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.906 \times 1.2}{5} \times 66267.5 = 4547.011 \text{ KN}$$

Tableau4.10 : récapitulation les résultats effort tranchant a la base

sens	A	D	Q	R	WT(kn)	V(kn)	0.8V
Longitudinal(x,x)	0.15	1.948	1.2	5	66267.5	4647.2	3717.76
Transversal (y,y)	0.15	1.906	1.2	5	66267.5	4547.011	3637.60

4.12 Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99version2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_jh_j}$$

Ou :

Fi :effort horizontal revenant au niveau i

hi=niveau du plancher ou s'exerce la force

Fi

hj : niveau du plancher quelconque

wi,wj :poids revenant aux planchers i ;j

Tableau4.11 : force sismique et effort tranchant suivant X (R=5).

Planchers	hi	Wi	Wihi	Fx(kn)	Vx(kn)
1	3.4	7472.84	25408	105.89	4647.2
2	6.5	6984.48	45399	189.21	4541.31
3	9.6	6866.35	65917	274.72	4352.103
4	12.7	6758.49	85833	357.72	4077.385
5	15.8	6650.63	105080	437.94	3719.665
6	18.9	6553.04	123852	516.17	3281.729
7	22	6455.46	142020	591.89	2765.556
8	25.1	6368.14	159840	666.16	2173.668
9	28.2	6287.03	177294	738.9	1507.511
Terrasse	31.3	5681.32	177825	741.11	768.6121
Buandière	34.78	189.722	6598.5	27.5	27.50037

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j = 1115067 \text{KN.m}$$

$$V_x = 4647.2 \text{KN}$$

Tableau4.12 : force sismique et effort tranchant suivant Y (R=5).

Planchers	hi	Wi	Wihi	Fx(kn)	Vy(kn)
1	3.4	7472.84	25408	103.61	4547.011
2	6.5	6984.48	45399	185.13	4443.404
3	9.6	6866.35	65917	268.8	4258.276
4	12.7	6758.49	85833	350.01	3989.48
5	15.8	6650.63	105080	428.49	3639.472
6	18.9	6553.04	123852	505.04	3210.978
7	22	6455.46	142020	579.13	2705.934
8	25.1	6368.14	159840	651.8	2126.806
9	28.2	6287.03	177294	722.97	1475.01
Terrasse	31.3	5681.32	177825	725.13	752.0416
Buandière	34.78	189.722	6598.5	26.907	26.90749

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j = 1115067 \text{KN.m}$$

$$V_y = 4547.011 \text{KN}$$

4.12 Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4.a de RPA99V2003 : pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile R=5, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

❖ **Charges horizontales :**• **Selon(x-x) :**

$$\left[\begin{array}{l} V_{\text{global}} = 4647.2 \text{KN} \\ V_{x \text{voiles}} = 3671.799 \text{KN} \end{array} \right. \longrightarrow \frac{V_x(\text{voiles})}{V_{\text{global}}} = \frac{3671.799}{4647.2} \times 100 = 79\% > 75\% \rightarrow (CNV)$$

• **Selon (y-y) :**

$$\left[\begin{array}{l} V_{\text{global}} = 4547.011 \text{KN} \\ V_{y \text{voiles}} = 3850.131 \text{KN} \end{array} \right. \longrightarrow \frac{V_y(\text{voiles})}{V_{\text{global}}} = \frac{3850.131}{4547.011} \times 100 = 84.67\% > 75\% \rightarrow (CNV)$$

❖ **Charges verticales :**

$$N_x(\text{voiles}) = 8987.795 \text{KN}$$

$$N_y(\text{voiles}) = 11147.144 \text{KN}$$

$$N(\text{global}) = 102830.866 \text{KN}$$

• **Selon(x-x) :**

$$\frac{N_x(\text{voiles})}{N_{\text{global}}} = \frac{8987.795}{102830.866} \times 100 = 8.7\% < 20\% \rightarrow (CV)$$

• **Selon(y-y) :**

$$\frac{N_y(\text{voiles})}{N_{\text{global}}} = \frac{11147.144}{102830.866} \times 100 = 10.8\% < 20\% \rightarrow (CV)$$

Donc le choix de R n'est pas satisfaisant, on prend R=4, un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

Les nouveaux résultats des efforts tranchants et des forces sismiques sont représentés comme suit :

Tableau4.13 : récapitulation les nouveaux résultats effort tranchant a la base

Sens	A	D	Q	R	WT(kn)	V(kn)	0.8V
longitudinal(x,x)	0.15	1.948	1.2	4	66267.5	5809.00	4647.20
transversal (y,y)	0.15	1.906	1.2	4	66267.5	5683.76	4547.1

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j = 1115067 \text{KN.m} \quad V_x = 5809 \text{KN}$$

Tableau 4.14 : force sismique et effort tranchant suivant X

Planchers	hi	Wi	Wih _i	F _x (kn)	V _x (kn)
1	3.4	7472.84	25408	132.36	5809
2	6.5	6984.48	45399	236.51	5676.637
3	9.6	6866.35	65917	343.4	5440.129
4	12.7	6758.49	85833	447.15	5096.731
5	15.8	6650.63	105080	547.42	4649.581
6	18.9	6553.04	123852	645.22	4102.161
7	22	6455.46	142020	739.86	3456.946
8	25.1	6368.14	159840	832.7	2717.085
9	28.2	6287.03	177294	923.62	1884.388
Terrasse	31.3	5681.32	177825	926.39	960.7652
Buandière	34.78	189.722	6598.5	34.375	34.37546

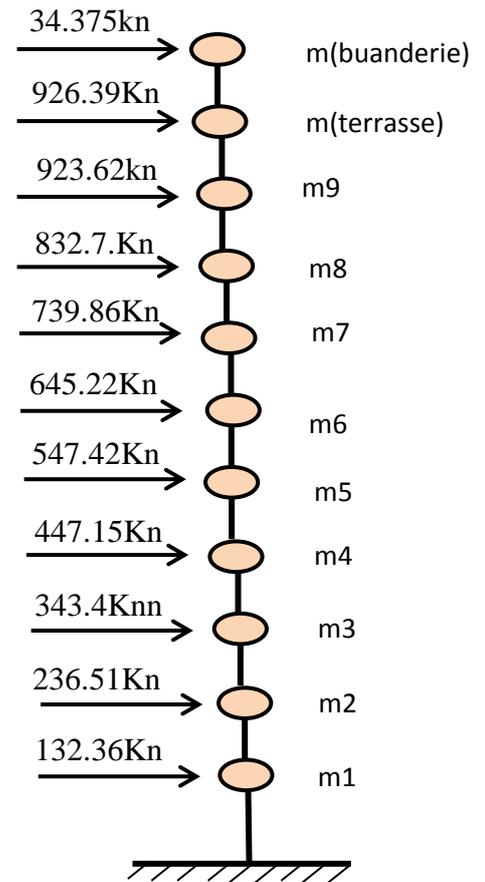


Figure 4.10 application les forces suivant (x-x) sur système brochette

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j = 1055022.966 \text{KN.m} \quad V_y = 5683.76 \text{KN}$$

Tableau 4.15 : force sismique et effort tranchant suivant Y

Planchers	hi	Wi	Wih _i	F _x (kn)	V _y (kn)
1	3.4	7472.84	25408	129.51	5683.76
2	6.5	6984.48	45399	231.41	5554.251
3	9.6	6866.35	65917	335.99	5322.841
4	12.7	6758.49	85833	437.51	4986.847
5	15.8	6650.63	105080	535.62	4549.337
6	18.9	6553.04	123852	631.31	4013.72
7	22	6455.46	142020	723.91	3382.415
8	25.1	6368.14	159840	814.74	2658.506
9	28.2	6287.03	177294	903.71	1843.762
Terrasse	31.3	5681.32	177825	906.42	940.0514
Buandière	34.78	189.722	6598.5	33.634	33.63433

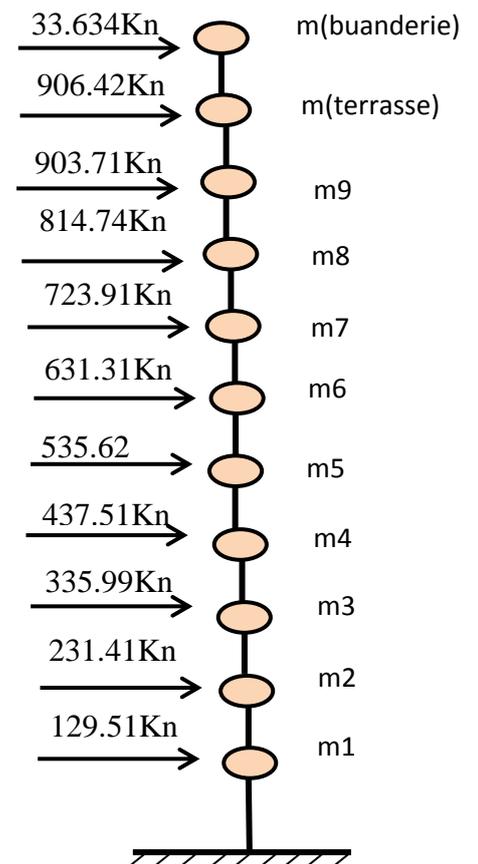


Figure 4.11 : application les forces suivant (y-y) sur système

4.13 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (RPA99version 2003/4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Le tableau suivant représente les résultats obtenus après l'analyse.

Tableau 4.16 Comparaison entre l'effort statique et dynamique.

L'effort tranchant à la base	Vstatique (Kn)		0.8 Vstatique (Kn)		Vdynamique (Kn)	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
	5809	5683.76	4647.2	4547.01	4748.289	4882.87

D'après les résultats on remarque que $V(x,y)_{dynamique} > 80\% V(x,y)_{stat}$ Condition vérifiée

4.14 Calcul et vérification des déplacements et Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

D'après le RPA 99 version 2003 [article.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par SAP 2000 V 14.2.2

R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{(k-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) RPA99version2003 :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

h_e : la hauteur d'étage

❖ Exemple de calcul:

• Suivant X-X :

$$R_X=4$$

$$\delta_k=1.35\text{cm} \quad \Delta_K = (\delta_k - \delta_{(k-1)}) \times R = 1.2\text{cm}$$

$$\delta_{k-1}=1.05\text{cm}$$

• Suivant Y-Y :

$$R_X=4$$

$$\delta_k=1.28\text{cm} \quad \Delta_K = (\delta_k - \delta_{(k-1)}) \times R = 1.04\text{cm}$$

$$\delta_{k-1}=1.02\text{cm}$$

- **Vérification :**

$$\Delta_{radm} = 1\% he = \frac{3.1}{100} = 3.1cm$$

$\Delta Kx = 0.92cm < \Delta_{radm}$ Condition vérifiée.

$\Delta Kx = 0.08cm < \Delta_{radm}$ Condition vérifiée.

- ❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P - Δ :**

D'après le RPA 99 version 2003 [art.5.9] la vérification de l'effet P-DELTA de chaque niveau(K) de la structure est calculée comme suit :

$$\theta_k = (P_k \cdot \Delta_k) / (V_k \cdot h_k) \leq 0.10 \quad \text{avec} \quad P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k = effort tranchant d'étage au niveau « k »

ΔKx = Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k - 1"

h_k = hauteur de l'étage « k »

- **Suivant X-X :**

Tableau 4.17 récapitulation des vérifications de l'effet P - Δ et déplacement suivant (x-x)

étage	Pk	Dk	R	$\delta = dk \cdot R$	Δk	Vkx	hk	$\theta_{ky} = Pk \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k$	P- Δ	Δk
1	66267.49	0.0007	4	0.0028	0.0007	5525.243	3.4	0.002	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
2	58794.64	0.002	4	0.008	0.0013	5396	3.1	0.005	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
3	51810.17	0.0038	4	0.0152	0.0018	5169.786	3.1	0.006	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
4	44943.82	0.006	4	0.024	0.0022	4841.112	3.1	0.007	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
5	38185.33	0.0084	4	0.0336	0.0024	4412.789	3.1	0.007	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
6	31534.71	0.0109	4	0.0436	0.0025	3887.967	3.1	0.007	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
7	24981.67	0.0135	4	0.054	0.0026	3268.843	3.1	0.006	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
8	18526.21	0.016	4	0.064	0.0025	2558.23	3.1	0.006	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
9	12158.07	0.0185	4	0.074	0.0025	1760.543	3.1	0.006	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
10	5871.04	0.0208	4	0.0832	0.0023	871.7204	3.1	0.005	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
11	189.72	0.0227	4	0.0908	0.0019	33.60043	3.1	0.003	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE

- **Suivant Y-Y :**

Tableau 4.18 récapitulation des vérifications de l'effet P - Δ et déplacements suivant (y-y)

étage	Pk	Dk	R	$\delta=dk*R$	Δk	Vky	hk	$\theta_{ky}=Pk*\Delta k/Vk*hk$	P- Δ	Δk
1	66267.5	0.0006	4	0.0024	0.0006	5406.116	3.4	0.002163	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
2	58794.6	0.0018	4	0.0072	0.0012	5279.66	3.1	0.004311	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
3	51810.2	0.0035	4	0.014	0.0017	5058.323	3.1	0.005617	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
4	44943.8	0.0055	4	0.022	0.002	4736.735	3.1	0.006122	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
5	38185.3	0.0078	4	0.0312	0.0023	4317.647	3.1	0.006562	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
6	31534.7	0.0102	4	0.0408	0.0024	3804.14	3.1	0.006418	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
7	24981.7	0.0128	4	0.0512	0.0026	3198.366	3.1	0.006551	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
8	18526.2	0.0153	4	0.0612	0.0025	2503.074	3.1	0.005969	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
9	12158.1	0.0179	4	0.0716	0.0026	1722.585	3.1	0.005920	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
10	5871.04	0.0203	4	0.0812	0.0024	852.9257	3.1	0.005329	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
11	189.722	0.024	4	0.096	0.0037	32.87599	3.1	0.006888	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE

4.15 Justification de la largeur des joints sismiques : D'après RPA 99 V2003 (article 5.8)

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

δ_1, δ_2 : Déplacement maximum des deux blocs, calculé au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion.

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$$d_{min} = 15\text{mm} + (1.8 + 0.6) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$$d_{min} = 17.4 < 40\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Donc on prend $d_{min} = 40\text{mm}$.

4.15 CONCLUSION :

L'étude sismique et l'interprétation des résultats de logiciel (sap2000v14.2.2) nous a permis de modifier les sections des éléments porteurs verticaux. Les nouvelles sections sont données par le tableau suivant :

Tableau 4.19 : récapitulation les modifications des éléments porteurs verticaux

Etages	Section des poteaux (cm ²)
RDC 1ere étage	(60*60)
2eme étage 3eme étage	(55*55)
4eme étage 5eme étage	(50*50)
6eme étage 7eme étage	(45*45)
8eme étage 9eme étage Buanderie	(40*40)

Chapitre 5

**Etude des éléments
structuraux**

5.1 Introduction :

Les éléments structuraux, sont les éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment (les portiques, et les voiles) qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitations, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister aux combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable. Ce dernier est réalisé en respectant les règles de calcul en vigueur en Algérie (CBA93, BAEL91 et RPA99/2003).

5.2 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme,), et aux efforts ramenés par les poutres, en les transmettant aux fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

5.2.1. Les combinaisons de calcul :

❖ Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q.....ELU \\ G+Q.....ELS \end{array} \right.$$

❖ Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

5.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites :

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire les vérifications prescrites par le RPA 99version2003, et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.3.....RPA 99V2003$$

Avec :

N_a : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : L'air (section brute) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+E_y) est représentée dans le tableau suivant :

Tableau.5.1 Vérification spécifique sous sollicitations normales

Poteaux	Nd(KN)	Bc(cm ²)	fc28	$V = Nd / Bc \times fc28$	Observation ($V < 0,3$)
R.D.C (60×60) cm ²	2695.42	3600	25	0.299	C.V
1^{er} étage (60×60) cm ²	2405.18	3600	25	0.267	C.V
2^{er} étage (55×55) cm ²	1956.82	3025	25	0.259	C.V
3^{er} étage (55×55) cm ²	1691.51	3025	25	0.224	C.V
4^{er} étage (50×50) cm ²	1429.28	2500	25	0.229	C.V
5^{er} étage (50×50) cm ²	1175.414	2500	25	0.188	C.V
6^{er} étage (45×45) cm ²	923.58	2025	25	0.182	C.V
7^{er} étage (45×45) cm ²	679.86	2025	25	0.134	C.V
8^{er} étage (40×40) cm ²	436.86	1600	25	0.109	C.V
9^{er} étage (40×40) cm ²	233.21	1600	25	0.058	C.V
buandrie (35×35) cm ²	79.74	1600	25	0.020	C.V

5.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$ RPA 99V2003, P64

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$ RPA 99V2003, P63

λ : L'élancement du poteau

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f: longueur de flambement du poteau.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.5.2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	T (Kn)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
R.D.C (60×60) cm ²	38.43	0.118	3.97	0.04	1	CV
1^{er} étage (60×60) cm ²	40.79	0.126	3.62	0.04	1	CV
2^{er} étage (55×55) cm ²	43.35	0.159	3.95	0.04	1	CV
3^{er} étage (55×55) cm ²	56.93	0.209	3.95	0.04	1	CV
4^{er} étage (50×50) cm ²	51.46	0.229	4.34	0.04	1	CV
5^{er} étage (50×50) cm ²	62.27	0.277	4.34	0.04	1	CV
6^{er} étage (45×45) cm ²	50.59	0.277	4.82	0.075	1.875	CV
7^{er} étage (45×45) cm ²	58.62	0.322	4.82	0.075	1.875	CV
8^{er} étage (40×40) cm ²	42.81	0.297	5.425	0.075	1.875	CV
9^{er} étage (40×40) cm ²	55.3	0.384	5.425	0.075	1.875	CV
buandrie (35×35) cm ²	23.33	0.162	5.425	0.075	1.875	CV

5.2.4 Ferrailage des poteaux

❖ Méthode de calcul :

Pour les combinaisons « ELU, (0,8G ± E), (G + Q ± E) », , , on prend :

- ❖ Un effort normal de compression maximum et les couples de moment correspondants.
- ❖ Un couple de moment maximum et l'effort normal correspondant.

La vérification à l'ELS, se fait avec les règles BAEL 91. Pour les combinaisons « ELS », on vérifie juste les contraintes. Le calcul se fait pour chaque niveau, et celui des sections d'aciers se fait avec les règles BAEL 91. Les combinaisons ELU, donnent un effort normal maximum et pour « G+Q ±.E » donnent les valeurs de moment maximum.

❖ Calcul des armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée et les autres sont calculés par le sap2000

❖ Exemple d'étude d'un poteau :

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité, Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M.

-Soit le poteau de RDC (60×60)

Tableau.5.3 Les sollicitations de poteau de l'exemple

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	V(KN)
60×60	81.96	2695.42	38.43

$$N=2695.42\text{KN}$$

$$M=81.96\text{KN.m}$$

$$b=0.6\text{m} ; d=0.9h=0.54\text{m} ; d'=0.1h=0.06\text{m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{81.96}{2695.42} \rightarrow e = 0.0304\text{m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.0304 + \frac{0.6}{2} - 0.06 \rightarrow e_a = 0.2704\text{m}$$

• calcul Moment fictive :

$$Ma = N \times e_a = 2695.42 \times 0.2704 = 728.84\text{KN.m}$$

$$Nu(d - d') - Ma = 0.565$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.828$$

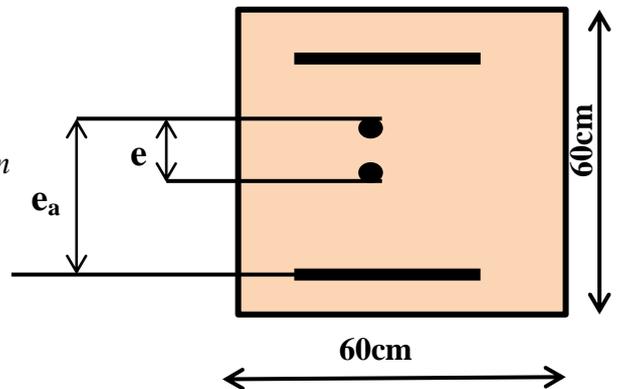


Figure 5.1: Section poteau à ferrailer

$$Nu(d-d') - Ma \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \rightarrow CV$$

Donc la section partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

• **Calcul Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{0.72884}{0.6 \times 0.54^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.15}} = 0.258 \quad \begin{matrix} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{matrix} \quad \text{Situation accidentel}$$

$$\mu = 0.258 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_{sc} = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont nécessaires}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.258}) = 0.38$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54(1 - 0.4 \times 0.38) = 0.458m$$

• $A_{sc=0}$

$$\bullet A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_U \right) = \frac{1}{400} \left(\frac{0.72884}{0.458} - 2.69542 \right) = -27.6cm^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0cm^2 \\ A_{st} = -27.6cm^2 \end{cases}$$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage (section non armée)

Donc on va ferrailer avec Amin(RPA99V2003)

Les résultats de ferrailage longitudinale sont regroupe dans le tableau suivant:

Tableau 5.4. Ferrailage des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²) Zone courante	A _{max} RPA (cm ²) Zone recouvrement	Section du SAP (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
						Section (cm ²)	choix
RDC	(60x60)	28,80	144	216	10.8	31.03	4T20+12T14
1 ^{er} étage	(60x60)	28,80	144	212	10.8	31.03	4T20+12T14
2 ^{ème} étages	(55x55)	24,20	121	181,5	9.075	24,89	4T20+8T14
3 ^{ème} étages	(55x55)	24,20	121	181,5	9.075	24,89	4T20+8T14
4 ^{ème} étages	(50x50)	20,00	100	150	7.5	20,36	4T16+8T14
5 ^{ème} étages	(50x50)	20,00	100	150	7.5	20,36	4T16+8T14
6 ^{ème} étages	(45x45)	16,20	81	121,5	6.075	17,07	4T16+8T12
7 ^{ème} étages	(45x45)	16,20	81	121,5	6.075	17,07	4T16+8T12
8 ^{ème} étages	(40x40)	12,80	64	96	4.8	15,19	4T14+8T12
9 ^{ème} étages	(40x40)	12.8	64	96	4.8	15.19	4T14+8T12
Buanderie	(35x35)	9.8	49	73,5	9.77	13.56	12T12
Galerie	(D=30)	7.2	36	54	2.12	9.03	8T12

5.2.5 Schéma des ferrailages des poteaux:

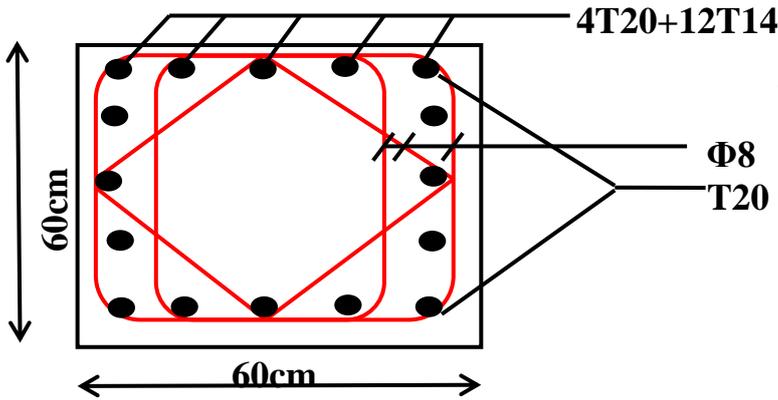


Figure 5.2 : ferrailage des poteaux RDC et 1^{er} étage

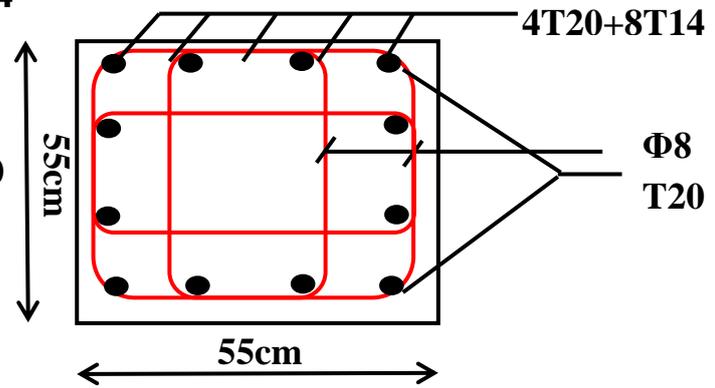


Figure 5.3 : ferrailage des poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage

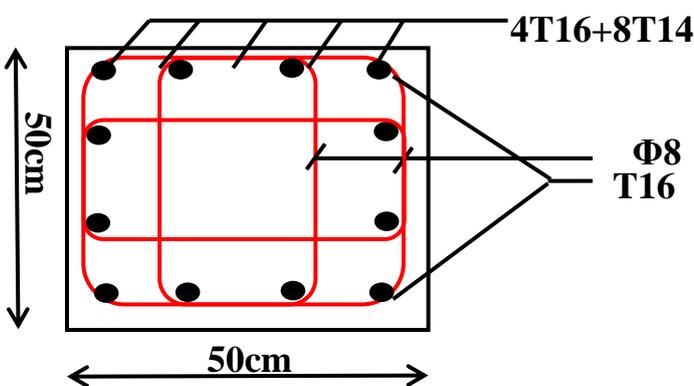


Figure 5.4 : ferrailage des poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étages

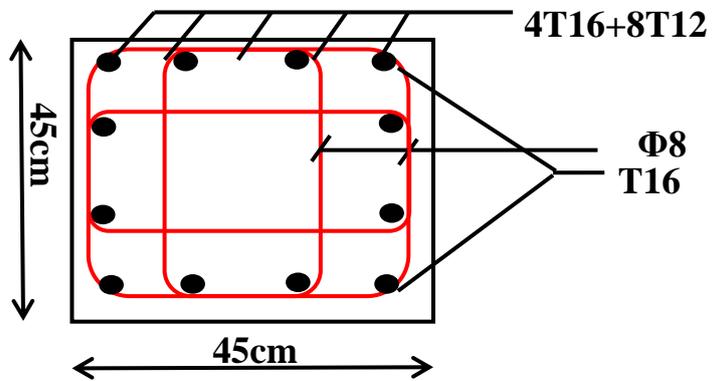


Figure 5.5 : ferrailage des poteaux 6^{ème} et 7^{ème} étages

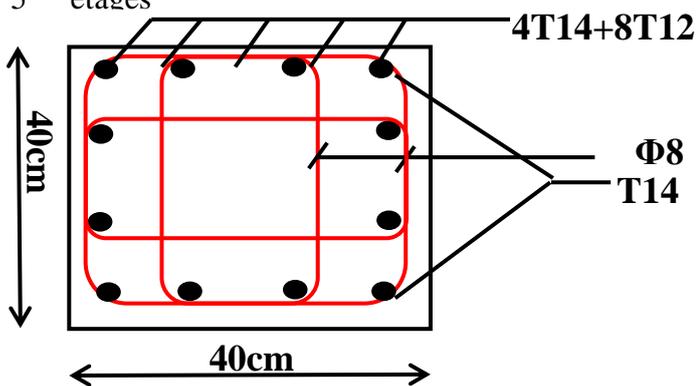


Figure 5.6 : ferrailage des poteaux 8^{ème} et 9^{ème} étages

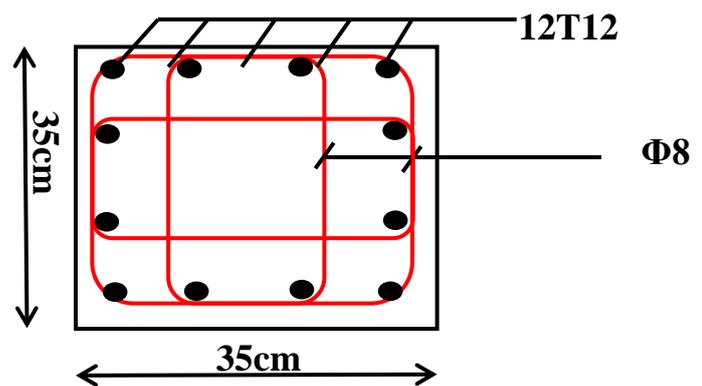


Figure 5.7 : ferrailage des poteaux Buanderie

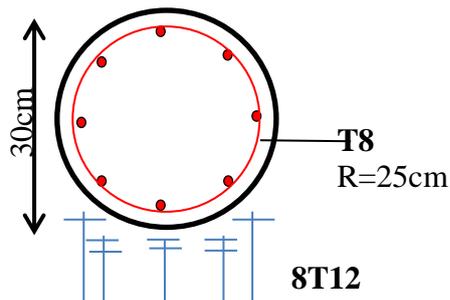


Figure 5.7 : ferrailage des poteaux (GALERIE)

❖ **Calcul ferrailage transversale :**

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

 v_u : Effort tranchant de calcul h_1 : Hauteur totale de la section brute . f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales. ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture). $\rho_a = 2.5$ Si l'élanement géométrique ≥ 5 . $\rho_a = 3.75$ Si l'élanement géométrique < 5 . $f_e = 400$ Mpa. t : Espacement des armatures transversales• **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min (10\phi , 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

• **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.La quantité d'armatures minimale (A_t/b_1t %) est donnée par :0.3% si $\lambda_g \geq 5$ 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$ Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

 $\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b , les dimensions de la section du poteau.**Tableau 5.5** La section des armatures transversal des poteaux

Niveau	h1 (cm)	Vu (KN)	λ_g	ρ_a	Fe (MPa)	t (cm)	t' (cm)	At (cm ²)	At (cm ²) choisie
RDC	60	38.43	3.97	3.75	400	15	10	0.895	Φ8
1	60	40.79	3.97	3.75	400	15	10	0.958	Φ8
2	55	43.35	3.95	3.75	400	15	10	1.109	Φ8
3	55	56.93	3.95	3.75	400	15	10	1.456	Φ8
4	50	51.46	4.34	3.75	400	15	10	1.448	Φ8
5	50	62.26	4.34	3.75	400	15	10	1.751	Φ8
6	45	50.56	4.82	3.75	400	15	10	1.580	Φ8
7	45	58.62	4.82	3.75	400	15	10	1.832	Φ8
8	40	42.81	5.425	2.5	400	15	10	1.003	Φ8
9	40	55.3	5.425	2.5	400	15	10	1.296	Φ8
Buanderie	35	23.33	6.2	2.5	400	15	10	0.625	Φ8

❖ **Recouvrement:**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40Φ en Zone IIaRPA99 V2003; page 61

- Φ = 1,2 cm Lr = 1,2 × 40 = 48 cm, alors on adopte : Lr = 50 cm
- Φ = 1,4 cm Lr = 1,4 × 40 = 56 cm, alors on adopte : Lr = 60 cm.
- Φ = 1,6 cm Lr = 1,6 × 40 = 64 cm, alors on adopte : Lr = 70 cm.
- Φ = 2,0 cm Lr = 2,0 × 40 = 80 cm, alors on adopte : Lr = 90 cm.

5.3. Les Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, leur rôle est de résister aux charges transmises par les planchers et de les transmettre à leurs tours aux poteaux.

Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

5.3.1 Les combinaisons de calcul :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- La combinaison fondamentale : **BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \ll \text{ELU} \gg. \end{array} \right.$$

- Combinaisons accidentelles : **RPA 99V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. : \end{array} \right.$$

5.3.2. Exemple d'étude d'une poutre principale:

On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale intermédiaire située au 1^{er} étage » **Tableau 5.6 : Sollicitations de la poutre principale**

SECTION [CM ²]	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]	M _{st} [Kn.m]	M _{sa} [Kn.m]	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]
30 × 40	44.46	81.11	30.05	58.81	31.93	78.78	36.22	60.37

5.3.2.1 Calcul des armatures longitudinales :

❖ **ferraillage en travée**

Le calcul se fait en flexion simple

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=30cm ; h=40cm ; d=36cm ; f_e=400MPa

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{44.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0806$$

$$\mu_u = 0.0806 < \mu_r = 0,392$$

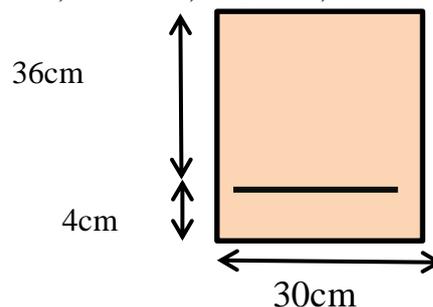


Figure 5.8: Section de la poutre à ferrailer

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0806})$$

$$\alpha = 0.105$$

$$Z = 0.36(1 - 0.40 \times 0.105)$$

$$Z = 0.345$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{44.46 \times 10^{-3}}{0.345 \times 347.43} \longrightarrow A_{st} = 3.71 \text{ cm}^2$$

On choisit $4T_{12} = 4.52 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left(\frac{0.23 \times b \times h \times f_t 28}{f_e}; \frac{b \times h}{1000} \right) \rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(1.2 \text{ cm}^2; 1.44 \text{ cm}^2)$$

Donc $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.44 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Cv}$

❖ **Armatures minimales/**

Selon RPA99V2003, page 73 :

$$A_{\min} = 0.5\% \times (b \times h) \dots \dots \dots \text{RPA99V2003; page 52}$$

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{tarvée}) + A_{st}(\text{appui}) = 4.42 + 3.39 = 7.81 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales :**

- $A_{\max} = 4\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{Zone courante})$
- $A_{\max} = 6\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{Zone de recouvrement})$
- $A_{\max} = 4\% \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$
- $A_{\max} = 6\% \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$

❖ **Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

• **Vérification des contraintes:**

- **Position de l'axe neutre "x" :**

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

$$50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0 \longrightarrow x = 10.69$$

- **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A'_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{30}{3} 10.69^3 + 15 \times 4.52 (36 - 10.694)^2 = 55648.521 \text{ cm}^4$$

Avec: $n = 15$; $d' = 4 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $A'_{sc} = 0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} x \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s &= n \frac{M_{ser}}{I} (d - x) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_{t28} \eta} \right) = 201MPa \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{30.05 \times 10.69 \times 10^{-5}}{8199.029 \times 10^{-8}} = 5.77 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \rightarrow cv \end{aligned} \right.$$

❖ **ferrailage en appui**

Le calcul se fait en flexion simple :

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $b=30cm$; $h=40cm$; $d=36cm$; $f_e=400MPa$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{81.11 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.147$$

$$\mu_u = 0.147 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.147})$$

$$\alpha = 0.199$$

$$Z = 0.36(1 - 0.40 \times 0,199)$$

$$Z = 0.331$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{81.11 \times 10^{-3}}{0.331 \times 347.43} \rightarrow A_{st} = 7.04 \text{ cm}^2$$

On choisit **5T₁₄=7.70 cm²**.

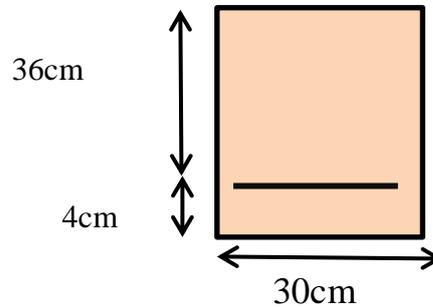


Figure 5.9: Section de la poutre à ferrailier

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \text{Max} \left(\frac{0.23 \times b \times h \times f_{t28}}{f_e}; \frac{b \times h}{1000} \right) \rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(1.2 \text{ cm}^2; 1.44 \text{ cm}^2)$$

Donc $A_{st} = 7.7 \text{ cm}^2 > 1.44 \text{ cm}^2 \rightarrow Cv$

❖ **Armatures minimales :**

Selon RPA99V2003, page73 :

$$A_{min} = 0.5\% \times (b \times h) \dots \dots \dots RPA99V2003; \text{ page52}$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{travée}) + A_{st}(\text{appui}) = 9.11 + 3.39 = 12.5 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales :**

- $A_{max}=4\%(b \times h)$(Zone courante)
- $A_{max}=6\%(b \times h)$(Zone de recouvrement)
- $A_{max}=4\% \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$ (Zone courante)
- $A_{max}=6\% \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement)

❖ **Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

• **Vérification des contraintes:**- **Position de l'axe neutre "x":**

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

$$15x^2 + 118.8x - 4272.8 = 0 \longrightarrow x = 13.38$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + nA'_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30}{3} 13.38^3 + 15 \times 7.7(36 - 13.38)^2 = 84739.188 \text{ cm}^4$$

Avec: $n=15$; $d'=4 \text{ cm}$; $d=36 \text{ cm}$; $b=30 \text{ cm}$; $A'_{sc}=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_t 28 \eta} \right) = 201 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{30.05 \times 10.69 \times 10^{-5}}{8199.029 \times 10^{-8}} = 5.77 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow cv \end{array} \right.$$

5.3.2.2 Calcul des armatures Transversales :

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min(h/35, b/10, \Phi_{lmin})$$

On prend $\Phi_t = \Phi_8$

❖ **L'espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 page 53 :

$$St \leq \min(h/4, 12\Phi_{lmin}; 30 \text{ cm}) \longrightarrow \text{zone nodal}$$

$$St \leq h/2 \longrightarrow \text{zone courant}$$

Φ_{lmin} : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\left\{ St \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30\right) = 10cm \rightarrow St = 10cm \right.$$

$$\left\{ St' \leq \frac{40}{2} = 20cm \rightarrow St' = 15cm \right.$$

❖ **Recouvrement:**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40Φ en Zone IIa **RPA99 V2003; page 61**

- Φ = 1,2 cm Lr = 1,2 × 40 = 48 cm, alors on adopte : Lr = 50 cm
- Φ = 1,4 cm Lr = 1,4 × 40 = 56 cm, alors on adopte : Lr = 60 cm.
- Φ = 1,6 cm Lr = 1,6 × 40 = 64 cm, alors on adopte : Lr = 70 cm.

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5MPa)$$

$$= \min(0.2 \times 25 / 1.5; 5)MPa = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{123.06 \times 0.001}{0.3 \times 0.36} = 1.14MPa \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 1.14MPa$$

$$\tau_u = 1.14MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Pour des poutres simplement appuyées :

$$f \leq \bar{f}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} \quad (\text{Flèche due aux charges instantanées}) \\ f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} \quad (\text{Flèche due aux charges de longue durée}) \end{array} \right\} \text{et} \left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

Avec : L = 4,8 m

Moment d'inertie de la section totale homogène I_0 :

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

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

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$$

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

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

Avec:

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_i &= \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} && \text{pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v &= \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 0,4\lambda_i && \text{pour la déformation différée.} \end{aligned} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau5.7: Récapitulatif résultats des vérifications

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_o (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
30.05	4.52	0.00418	184.67	5.02	2.01	0.292	186152.47	83041.8	117304.256

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.19MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4MPa$$

donc:

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{30.05 \times 4800^2 \times 10^6}{83041.8 \times 10 \times 32164.19 \times 10^4} = 2.59mm \\ f_v &= \frac{30.05 \times 4800^2 \times 10^6}{10721.4 \times 10 \times 18986.215 \times 10^4} = 5.5mm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 2.91mm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6mm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,291cm < \bar{f} = 0,96cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.8: Ferrailage de poutre principale

poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} (cm ²)	travée		Appui		φ (mm)	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} (cm ²)	choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Poutres principal (30x40)	1 ^{er} étage	6	3.66	3T14	7.04	5T14	8	10	15
	2 ^{ème} étages	6	4.26	3T14	7.2	5T14	8	10	15
	3 ^{ème} étages	6	5.46	3T14+2T12	8.91	6T16	8	10	15
	4 ^{ème} étages	6	6.16	3T14+2T12	10.07	6T16	8	10	15
	5 ^{ème} étages	6	6.64	3T14+2T12	10.95	6T16	8	10	15
	6 ^{ème} étages	6	6.71	3T14+2T12	11.35	6T16	8	10	15
	7 ^{ème} étages	6	6.4	3T14+2T12	11.54	6T16	8	10	15
	8 ^{ème} étages	6	6.06	3T14+2T12	11.29	6T16	8	10	15
	9 ^{ème} étages	6	5.57	3T14+2T12	11.18	6T16	8	10	15
	Terasse	6	4.13	3T14	9.801	3T16+3T14	8	10	15
	Buanderie	6	2.2	3T12	3.15	3T12	8	10	15
PP (30*35)	Galerie	5.25	1.98	3T12	2.82	3T12	8	10	15

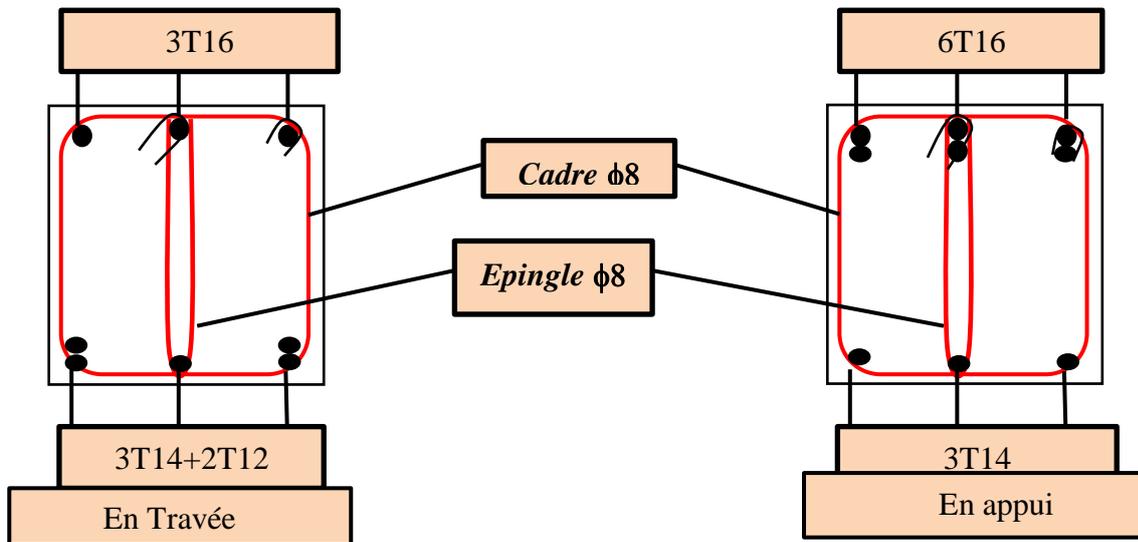


Figure5.10 : schéma de ferrailage des poutres principales du troisième étage au neuvième

Tableau 5.9: Ferrailage de poutres secondaires

poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} (cm ²)	travée		Appui		φ (mm)	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} (cm ²)	choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Poutres secondaires (30x35)	1ier étage	5.25	3.77	3T14	3.94	5T12	8	10	15
	2éme étages	5.25	5.34	3T14	5.8	5T14	8	10	15
	3éme étages	5.25	6.34	3T14+2T12	6.99	3T14+3T12	8	10	15
	4éme étages	5.25	6.67	3T14+2T12	7.73	3T14+3T12	8	10	15
	5éme étages	5.25	6.68	3T14+2T12	7.93	3T14+3T12	8	10	15
	6éme étages	5.25	6.78	3T14+2T12	7.87	3T14+3T12	8	10	15
	7éme étages	5.25	6.69	3T14+2T12	7.88	3T14+3T12	8	10	15
	8éme étages	5.25	6.31	3T14+2T12	7.56	3T14+3T12	8	10	15
	9éme étages	5.25	6.05	3T14+2T12	7.41	3T14+3T12	8	10	15
	Terasse	5.25	4.44	3T14	6.29	3T14+3T12	8	10	15
	Buand- erie	5.25	2.2	3T12	3.15	3T12	8	10	15
PS (30*30)	Galerie	4.5	1.215	3T12	1.215	3T12	8	10	15

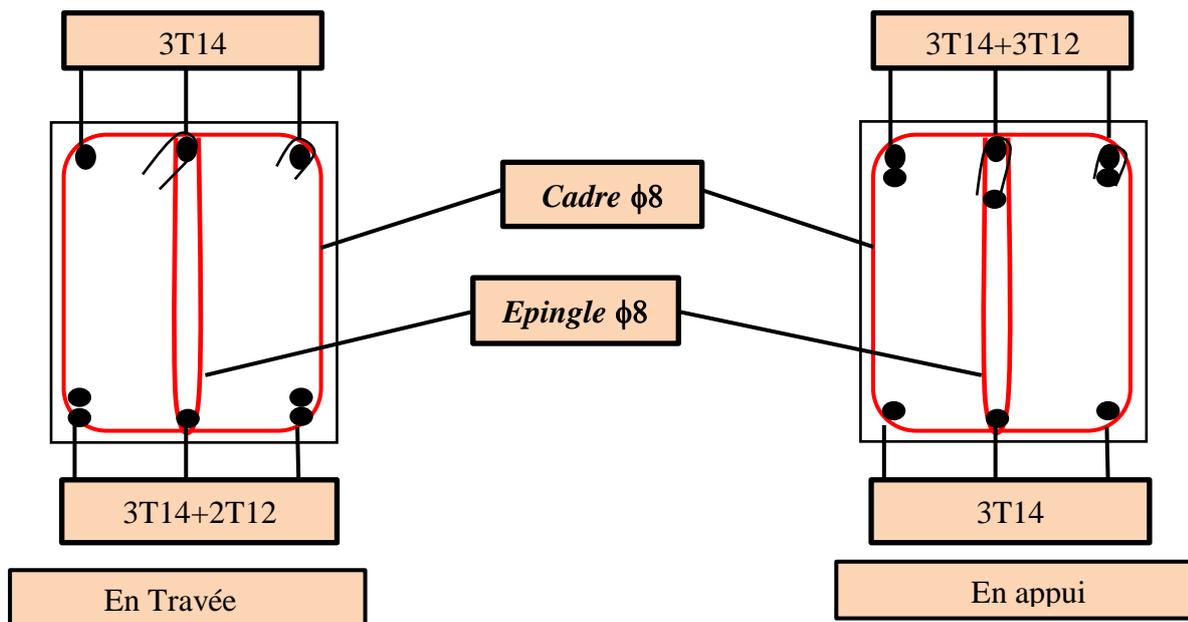


Figure 5.11: schéma de ferrailage des poutres secondaires du troisième étage au neuvième

5.4 Les voiles:

5.4.1 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. Leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

5.4.2 Les combinaisons :

Selon le RPA 99v2003 les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G+1,5Q \text{ (ELU)} \\ G+Q \text{ (ELS)} \\ G+Q \pm E \text{ (ELA)} \\ G+Q \pm 1.2E \text{ (ELA)} \\ 0.8G \pm E \text{ (ELA)} \end{array} \right.$$

5.4.3 Vérification des contraintes tangentielles:

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L} \leq 0.05 f_c 28$$

Avec :

T : Effort tranchant.

a : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L} = \frac{405.65 \times 10^{-3}}{0.18 \times 5} = 0.450 \leq 0.05 f_c 28 = 1.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5.4.4 Détermination des sollicitations:

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel « SAP2000 » sous les combinaisons suivantes :

(1.35G+1.5Q)

(G+Q±E)

Tableau 5.10: Sollicitations des voiles (ep=18cm)

NIVEAU	Combinaisons	F ₁₁ [KN]	M ₁₁ [KN.m]	F ₂₂ [KN]	M ₂₂ [KN.m]
RDC- 1 ^{ier} ...9 ^{ème} étages	ELU(1.35G+1.5Q)	665.61	11.82	133.12	2.36
	ELA(G+Q+E _x)	1505..85	3.086	301.17	0.61

5.4.5 Détermination du ferrailage:

- Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de sections :(0, 18m□, 1ml).
- Le calcul du ferrailage se fait de la même manière que les poteaux.

Après calcul du ferrailage par logiciel « SOCOTEC » on a trouvé que ce dernier est inférieur de min RPA donc le ferrailage choisi est le « min RPA ».

Résultats de calcul sont regroupés dans tableau suivant :

Tableau 5.11: ferrailage des voiles

Ferrailage		Min RPA		Ast calculé (cm ²)	Ast choisi (Cm ² /ml)		St(cm)
Voile 25cm	Verticalement	0.0015(b.h)	3.75 Cm ² /ml	0	5.65	5T12	20
	horizontale	0.0015(b.h)	3.75 Cm ² /ml	0	3.93	5T10	20
Voile 18cm	Verticalement	0.0015(b.h)	2.7 Cm ² /ml	0	5.65	5T12	20
	horizontale	0.0015(b.h)	2.7 Cm ² /ml	0	3.93	5T10	20
Voile 15cm	Verticalement	0.0015(b.h)	2.25 Cm ² /ml	0	5.65	5T12	20
	horizontale	0.0015(b.h)	2.25 Cm ² /ml	0	3.93	5T10	20

❖ **L'espacement :**

• **Espacement exigé par le R.P.A 99 :**

- D'après R.P.A 99 page 64 on a :
- $S \leq (1,5a; 30cm)$
- On prend : S = 10cm (zone nodale)
- S = 20cm (zone courante)

❖ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 modifiée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins.

On prend donc : $4\Phi 6/m^2 = 1.13cm^2$.

Chapitre 6

Etude d'infrastructure

6.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel ils transmettent les charges de la superstructure cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux). Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et de résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

6.2 Classifications des Fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

a. Fondations Superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

b. Fondations Profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes).

6.3 Choix de type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement de plusieurs facteurs, qui sont :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante de sol (σ_{sol}).
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

❖ Bâtiment :

Dans notre cas on a une structure lourde à cause de sa hauteur importante (bâtiments élevés) ce qui fait que les charges transmises à la fondation sont très importantes, et selon la contrainte du sol considérée qui égale à 2 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancré à 2.1m, du niveau de base, on opte un radier général comme fondation.

❖ Galerie :

Puisque la hauteur de notre galerie ne dépasse pas les 3.2 mètres, son poids est négligeable par rapport à notre bâtiment. Pour cette raison, on choisit des semelles isolées pour fondation.

6.4 Etude de radier général (Bâtiment) :

6.4.1 Pré dimensionnement :

Le radier général est une fondation superficielle assimilée à un plancher renversé qui supporte l'ensemble du bâtiment, qui répartit les charges sur une surface importante, La dalle prend appuis sur des nervures, Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

- **Epaisseur du radier :**

Epaisseur de la dalle

La dalle ayant une épaisseur uniforme h_d déterminée par la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{480}{20} \rightarrow h_d \geq 24\text{cm} .$$

- **Epaisseur de nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} \rightarrow h_n \geq 48\text{cm} .$$

Avec : **L_{\max}** la portée la plus grande entre axes des appuis.

- 1^{ère} proposition :

$$\begin{cases} h_n = 50 \text{ cm} \\ h_d = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente les valeurs de h_n , h_d .

- 2^{ème} proposition :

$$\begin{cases} h_n = 70 \text{ cm} \\ h_d = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente les valeurs de h_n , h_d .

- 3^{ème} proposition :

$$\begin{cases} h_n = 80 \text{ cm} \\ h_d = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

→ Donc on prend **$h_d = 60\text{cm}$** comme épaisseur de la dalle et **$h_n = 80\text{cm}$** épaisseur de nos nervures.

6.4.2 Vérification de la contrainte du sol :

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$

En absence du rapport géotechnique on a considéré une contrainte du sol égale à $\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2\text{bars}$.

On calcule σ_b par la formule suivante : $\sigma_b = K * Z_{\max}$

Avec :

K : le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol).

Z_{\max} : Déplacement maximal suivant U_z (ELS ; SAFE).

On a $K= 4 \text{ kg/cm}^3$, D'après le tableau du module de réaction du sol « Datos para SAFE ».

$$Z_{\max} = 0.0042 \text{ m.}$$

$$\sigma_b = 4 * 0.0042 * 10^2 = 1,68 \text{ bar.}$$

$$\rightarrow \sigma_b = 1.68 \text{ bar} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bar} \dots\dots \text{ CV}$$

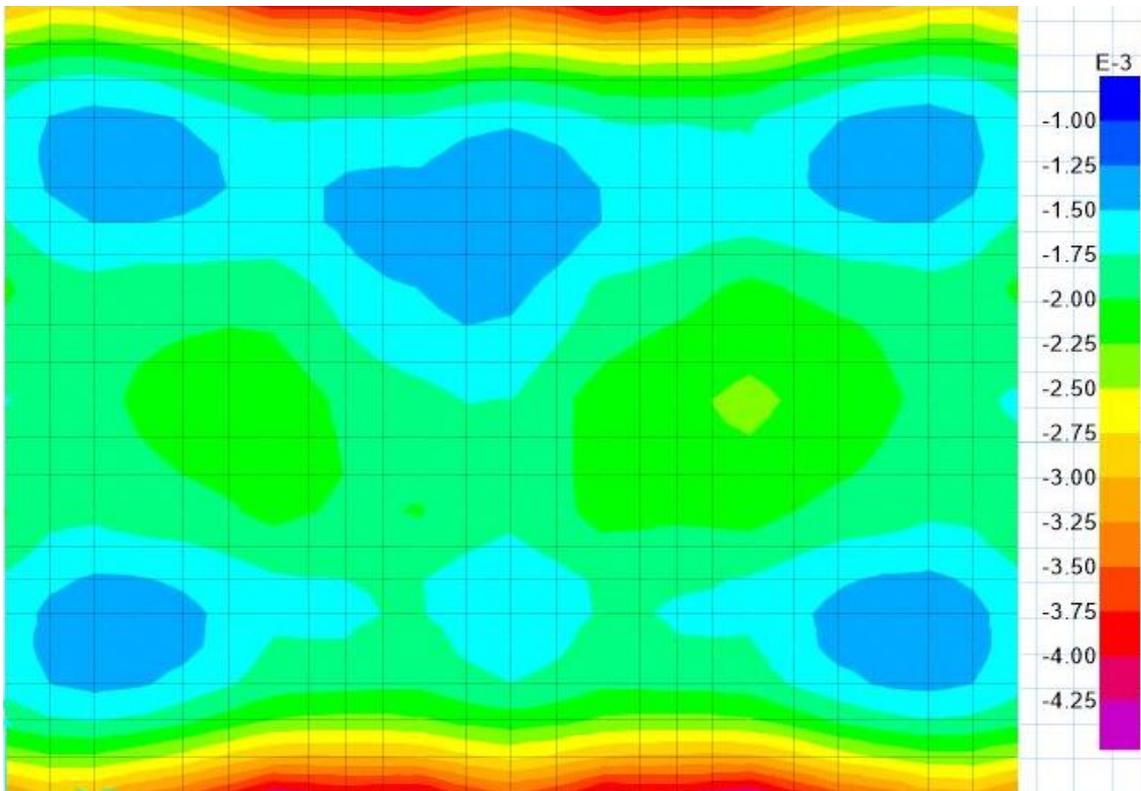


Figure 6.1 : Déplacement maximal suivant Uz (ELS)

1.4.3 Les différentes sollicitations :

Pour la modélisation du radier, on a utilisé le logiciel SAFE, et on a obtenu les résultats suivants :

- La dalle de radier :

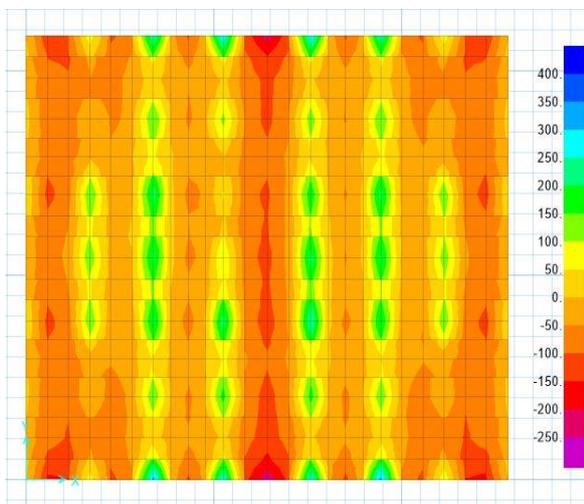


Figure 6.2 : Moment M11 (Elu)

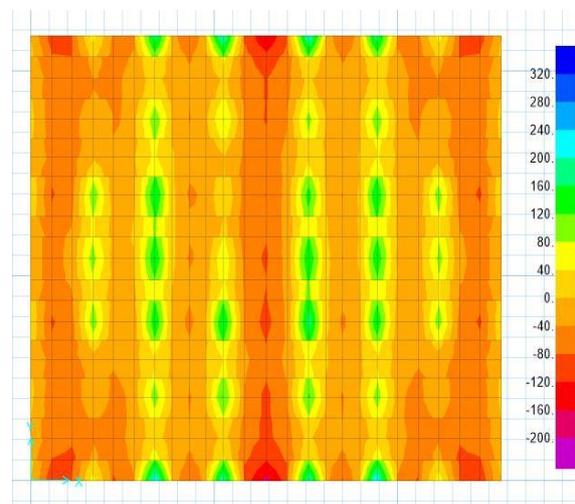


Figure 6.3 : Moment M11 (Els)

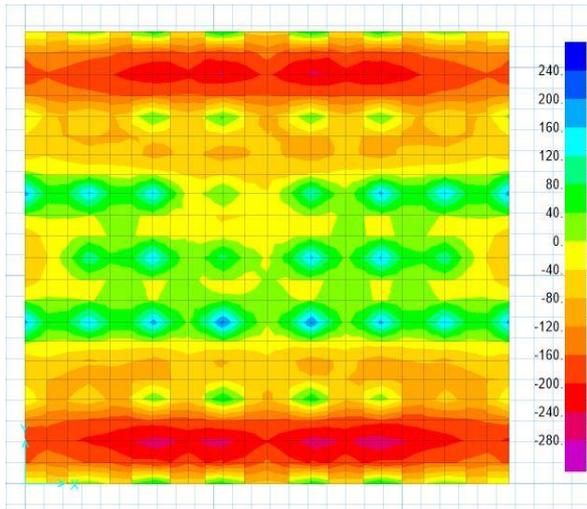


Figure 6.4 : Moment M22 (Elu)

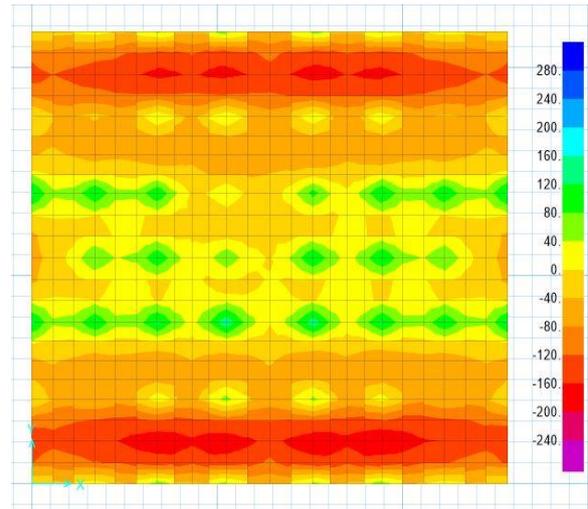


Figure 6.5 : Moment M22 (Els)

- Le tableau suivant résulte les valeurs des moments en ELU et ELS suivant les deux sens :

Tableau 6.1 : moments sollicitant sur la dalle de radier en sens x,x et y,y

Etat limite		sens (x,x)		sens (y,y)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Moments (KN)	Travée	277.4467	202.4849	239.6531	174.9063
	Appuis	209.4593	152.5838	320.8693	233.5966

- Les nervures :

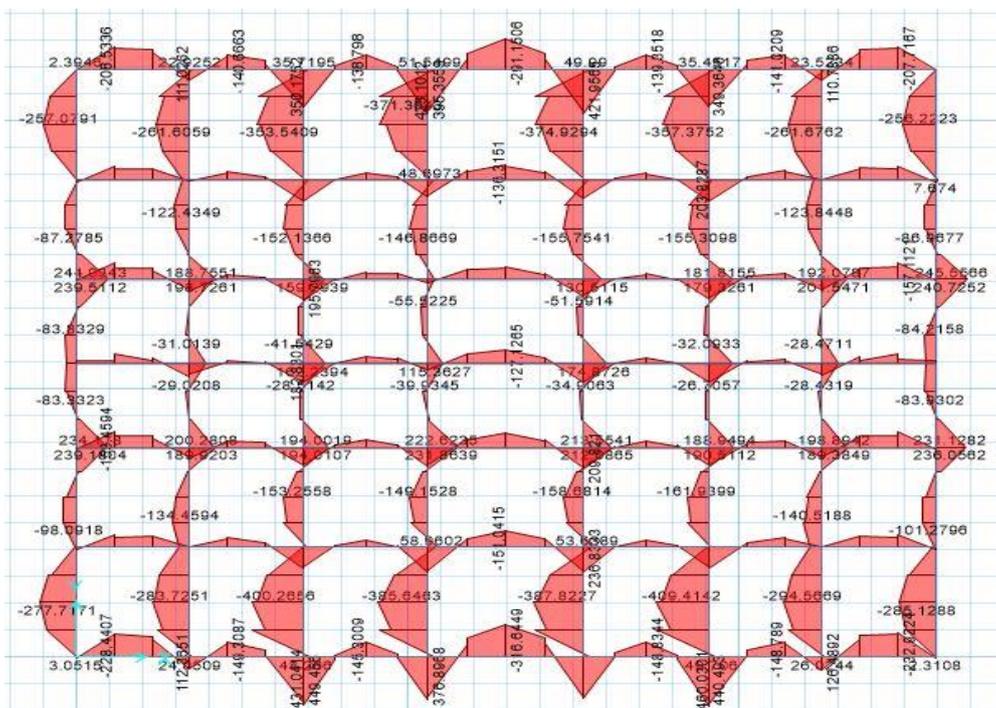


Figure 6.6 : Moments sollicitant sur les nervure en sens x,x et y,y (ELU)

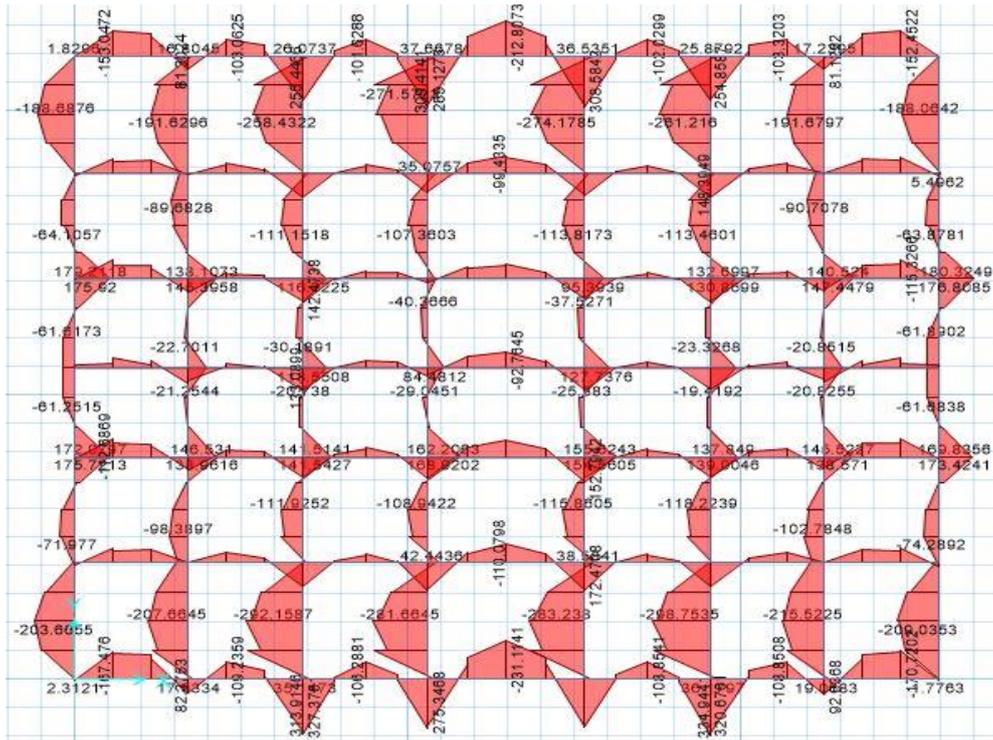


Figure 6.7 : Moments sollicitant sur les nervure en sens x,x et y,y (ELS)

6.4.4 Calcul du ferrailage :

6.4.4.1 Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (0.6x1) m² et en deux directions. l'une suivant **XX'** et l'autre suivant **YY'**.

❖ **Ferrailage suivant Lx (ELU) :**

• **En travée :**

: h=0.6m b= 1m ; d= 0,9 × h d= 0,54m
 fc28=25MPa ; ft28=2,1MPa ; fbc=14,17MPa ; σ st=347,83MPa

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$$

$$\mu = \frac{277.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17}$$

μ = 0.0671

μ u = 0.0671 < μr = 0,392

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0671})$$

α=0.0868

$$Z = 0.54 \times (1 - 0.40 \times 0,0868)$$

Z=0.5212m

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

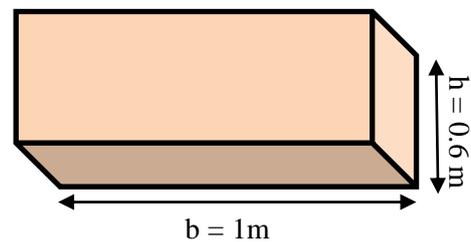


Figure 6.8 : Section à ferriller suivant Lx

$$A_{st} = \frac{277.44 \times 10^{-3}}{0.5212 \times 347.43} \quad A_{st} = 15.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **9T16=18.10 cm²**

• **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{209.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.0507$$

$$\mu_u = 0.0507 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0507}) \rightarrow \alpha = 0.0651$$

$$Z = 0.54 \times (1 - 0.40 \times 0,0651) \rightarrow Z = 0.526 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{209.5 \times 10^{-3}}{0.526 \times 347.43} \rightarrow A_{st} = 11.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **6T16=12.06 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \quad A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.54 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Selon RPA99 V2003 :**

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.005 \cdot 100 \cdot 60 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ appuis} + A_{st} \text{ travée} = 18.10 + 12.06 = 30.16 \text{ cm}^2 > 30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Ferraillage suivant Ly (ELU) :**

• **En travée :**

h=0.6m b= 1m ; d= 0,9 × h d= 0,54m
 fc28=25MPa ; ft28=2,1MPa ; fbc=14,17MPa ; σ st=347,83MPa

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{239.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0579$$

$$\mu_u = 0.0579 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0579})$$

$$\alpha = 0.0746$$

$$Z = 0.54 \times (1 - 0.40 \times 0,0746)$$

$$Z = 0.5238 \text{ m}$$

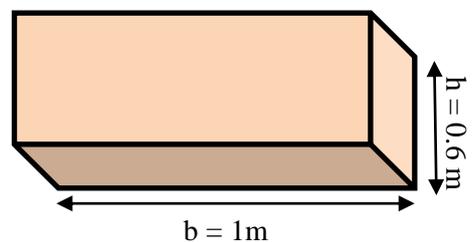


Figure 6.9 : Section à ferrailer suivant Ly

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{239,65 \times 10^{-3}}{0,5238 \times 347,43} \quad A_{st} = 13,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit $7T_{16} = 14,07 \text{ cm}^2$

• **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{320,87 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} \rightarrow \mu = 0,0776$$

$$\mu_u = 0,0776 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0776}) \rightarrow \alpha = 0,1011$$

$$Z = 0,54 \times (1 - 0,40 \times 0,1011) \rightarrow Z = 0,5182 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{320,87 \times 10^{-3}}{0,5181 \times 347,43} \rightarrow A_{st} = 17,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit $9T_{16} = 18,10 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \quad A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,54 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{\min} = 6,52 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

• **Selon RPA99 V2003 :**

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,005 \cdot 100 \cdot 60 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appuis}} + A_{st \text{ travée}} = 14,07 + 18,10 = 32,17 \text{ cm}^2 > 30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS suivant Lx :**

Il faut vérifier : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

• **En travée :**

$$\alpha (\text{travée}) = 0,0868 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{277,45}{202,48} = 1,37 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$\alpha (\text{travée}) = 0,0868 \leq 0,435 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

• **En appui :**

$$\alpha (\text{appui}) = 0,0651 \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{209,46}{152,58} = 1,372$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.436$$

α (appui) = 0.0651 ≤ 0.436..... condition vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS suivant L_y :**

• **En travée :**

α (travée) = 0.0746 $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{239.65}{174.91} = 1.37$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \mathbf{0.435}$$

α (travée) = 0.0746 ≤ 0.435 condition vérifiée

• **En appui :**

α (appui) = 0.101 ; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{320.87}{233.6} = 1.373$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \mathbf{0.437}$$

α (appui) = 0.101 ≤ 0.437 condition vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$\bar{\tau}_u \leq \min(0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ la fissuration est très préjudiciable

$T_u = 403.53 \text{ Kn}$

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

$$\tau_u = \frac{403.53 \cdot 10^{-3}}{0.9 \times 0.6 \times 1} = 0.75 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **Calcul de l'espacement :**

D'après le (BAEL91) :

$St \leq \text{Min} (0.9 \cdot d ; 40) \text{ cm} \rightarrow St \leq \text{Min} (48.6 ; 40) \text{ cm}$

Tableau 6.2 : Résumé des résultats de ferrillages de la dalle de radier

	Sens (x,x)		Sens (y,y)	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Ast choisi (cm ²)	9T16 =18.10	6T16=12.06	7T16=14.07	9T16=18.10
St	10	20	10	20

6.4.4.2 Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire, on a choisi la nervure la plus sollicitée pour l'exemple de calcul.

❖ **Ferrailage longitudinal (ELU) :**

• **En travée :**

: h=0.6m b= 1m ; d= 0,9 ×h d= 0,54m
 fc28=25MPa ; ft28=2,1MPa ; fbc=14,17MPa ; σ st=347,83MPa

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{316.72 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.72^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.0718$$

$$\mu_u = 0.0718 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0718}) \rightarrow \alpha = 0.0932$$

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.40 \times 0.0718) \rightarrow Z = 0.693m$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_{st}$$

$$A_{st} = \frac{316.72 \times 10^{-3}}{0.693 \times 347.43} \rightarrow A_{st} = 13.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **4T16 + 4T14 = 14.20 cm²**

• **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{459.97 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.54^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.104$$

$$\mu_u = 0.104 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) \rightarrow \alpha = 0.0651$$

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.40 \times 0,0651) \rightarrow Z = 0.681m$$

$$A_{st} = \frac{459.97 \times 10^{-3}}{0.681 \times 347.43} \rightarrow A_{st} = 19.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **10T16 = 20.11 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e \quad A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.9 \times 0.72 \times 2.1}{400} \rightarrow A_{\min} = 5.22 \text{ cm}^2$$

A_{st} ≥ (0.23 · b · d · f_{t28}) / f_e condition vérifiée

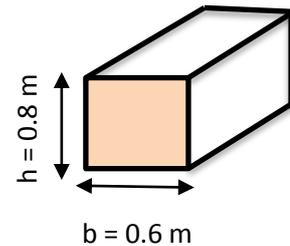


Figure 6.10 : Section de nervure à ferrailer

• **Selon RPA99 V2003 :**

$A_{st} \geq A_{min}$

$A_{min} = 0.5\% * b * h$

$A_{min} = 0.005 * 60 * 80 = 30 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ appuis}} + A_{st \text{ travée}} = 14.20 + 20.11 = 34.31 \text{ cm}^2 > 30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

• **En travée :**

$\alpha \text{ (travée)} = 0.0718 \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{316.72}{231.17} = 1.37 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.435$

$\alpha \text{ (travée)} = 0.0718 \leq 0.435 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

• **En appui :**

$\alpha \text{ (appui)} = 0.104 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{459.97}{334.90} = 1.373$

$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.437$

$\alpha \text{ (appui)} = 0.104 \leq 0.436 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

❖ **Ferraillage Transversal :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$\bar{\tau}_u \leq \min(0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{la fissuration est très préjudiciable}$

$T_u = 460.33 \text{ kn}$

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

$\tau_u = \frac{460.33 \cdot 10^{-3}}{0.72 \times 0.6 \times 1} = 1.0655 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1.0655 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

• **Calcul du diamètre des armatures transversales :**

$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_1 ; b / 12) \rightarrow \phi_t \leq \min (2.28 ; 1.2 ; 5) \text{ cm} \quad \phi_t \geq 1.2$

Alors on adopte un choix de : ϕ_{10}

- **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99 V2003 on a :

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \times \phi_{\min} ; 30) \text{ cm} \longrightarrow St \leq \min (20 ; 12 \times 1.2 ; 30) \text{ cm} \longrightarrow St \leq 14.4$$

On adopte un choix de : $St=10\text{cm}$

- **En zone courante :**

$$S't \leq h/2 \longrightarrow S't \leq 80/2 \longrightarrow S't \leq 40 \text{ cm}$$

Donc on adopte un choix de : $S't=30\text{cm}$

❖ En résumé les résultats des calculs de ferrailage dans les tableaux suivant :

Tableau 6.3 : Résumé des résultats de ferrailages des nervure (sens y,y)

	Section (cm ²)	Moment (KN.m)		Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal			
		En travée	En appui	Amin (cm ²)	travée		Appui		ϕ (mm)	s _t (zone nodale) (cm)	s _t (zone courante) (cm)
					Acal (cm ²)	choix	Acal (cm ²)	Choix			
Fil 1	(60×80)	276.67	260.59	24	11.43	4T16+4T12	10.74	4T16+4T12	10	10	30
Fil 2	(60×80)	282.3	221.39	24	11.67	4T16+4T12	9.08	4T16+4T12	10	10	30
Fil 3	(60×80)	383.96	264.13	24	16.09	4T16+6T14	10.89	4T16+4T12	10	10	30
Fil 4	(60×80)	385.64	222.62	24	16.16	4T16+6T14	9.13	4T16+4T12	10	10	30
Fil 5	(60×80)	387.82	213.55	24	16.26	4T16+6T14	8.75	4T16+4T12	10	10	30
Fil 6	(60×80)	409.41	188.94	24	17.21	4T16+6T14	7.72	4T16+4T12	10	10	30
Fil 7	(60×80)	294.56	198.88	24	12.2	4T16+4T12	8.13	4T16+4T12	10	10	30
Fil 8	(60×80)	285.12	245.55	24	11.79	4T16+4T12	10.1	4T16+4T12	10	10	30

Tableau 6.4: Résumé des résultats de ferrillages des nervure (sens x,x)

pivot	Section(cm ²)	Moment (KN.m)		Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		En travée	En appui	A _{min} (cm ²)	travée		Appui		φ (mm)	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
					A _{cal} (cm ²)	choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
A	(60×80)	291.28	423.32	24	12.06	4T16+4T14	18.23	10T16	10	10	30
B	(60×80)	137.88	205.86	24	5.57	4T16+4T12	8.43	4T16+4T12	10	10	30
C	(60×80)	153.46	209.82	24	6,24	4T16+4T12	8,59	4T16+4T12	10	10	30
D	(60×80)	127.13	182.83	24	5,15	4T16+4T12	7,46	4T16+4T12	10	10	30
E	(60×80)	157.11	195.80	24	6,39	4T16+4T12	8,01	4T16+4T12	10	10	30
F	(60×80)	153.05	237.74	24	6.22	4T16+4T12	9.77	4T16+4T12	10	10	30
G	(60×80)	316.72	459.97	24	13.15	4T16+4T14	19.49	10T16	10	10	30

6.4.4.3 Schéma des ferrillages des nervures :

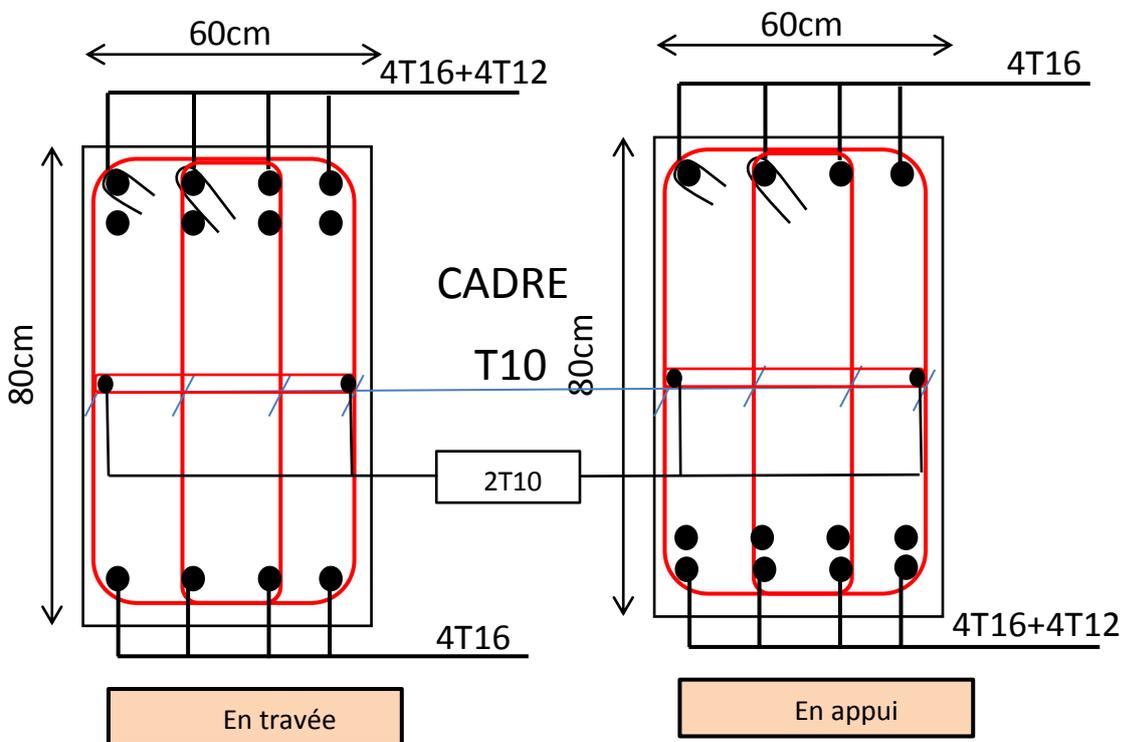


Figure6.11: ferrailage des Nervures longitudinales (60x80) pour les pivots (B,C,D,E,F) et les fils (1,2,7,8)

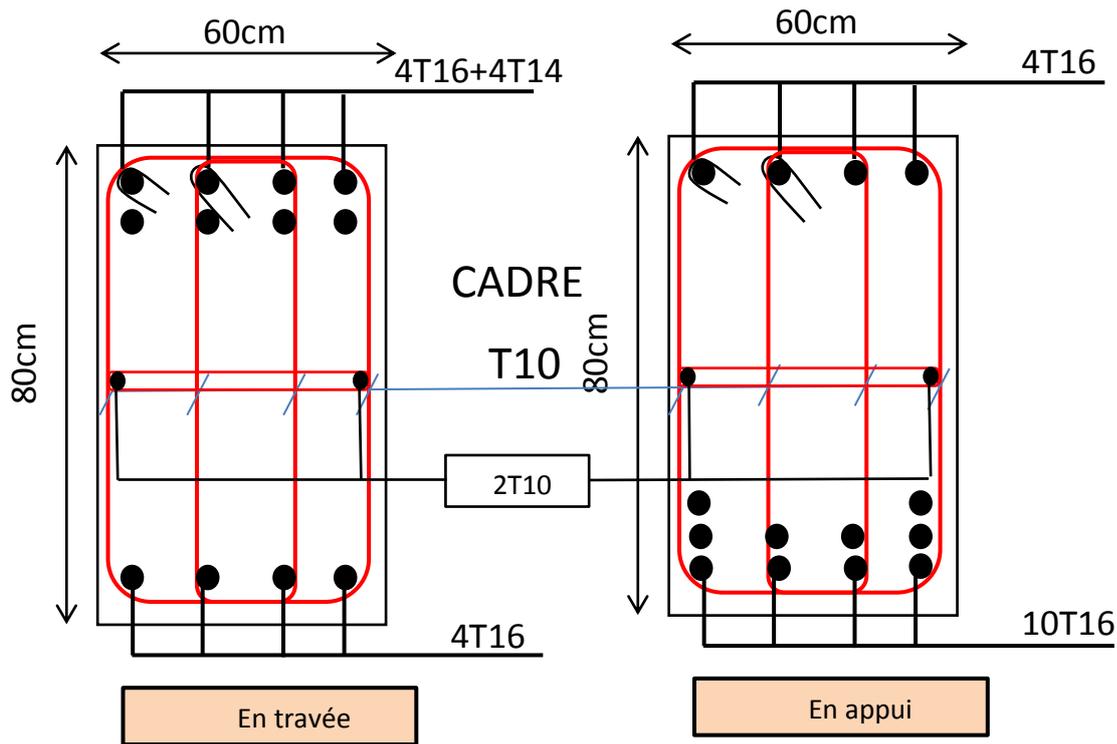


Figure6.12: ferrailage des Nervures longitudinales (60x80) pour les pivots (A,G)

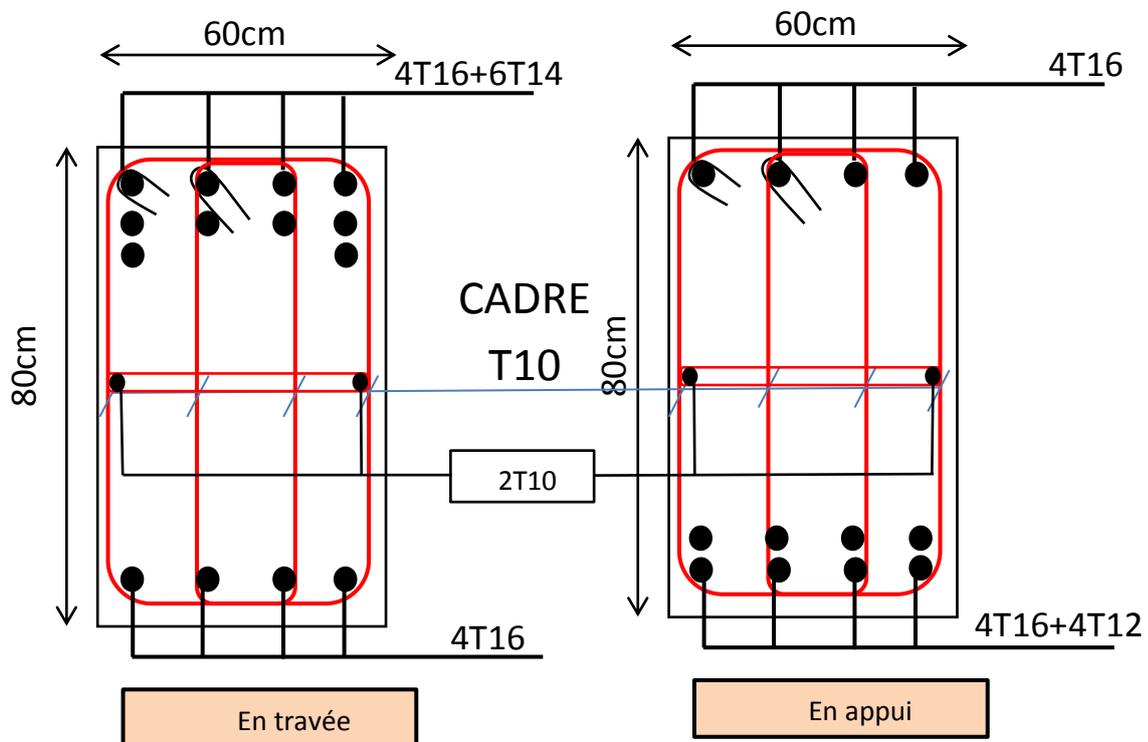


Figure6.13: ferrailage des Nervures longitudinales (60x80) pour les fils, (3, 4, 5,6)

1.5 Semelle isolée (galerie) :**1.5.1 Pré dimensionnement :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\frac{N_s}{A^2} \leq \overline{\sigma_{\text{Sol}}}$

❖ Tranche suivant (x,x) :**• Pour les semelles des coins :**

Avec : $N_s = 31.33 \text{ KN}$ $N_u = 42.68 \text{ KN}$ $\overline{\sigma_{\text{Sol}}} = 2 \text{ bar}$

Alors :

$$\rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{\text{Sol}}}} = \frac{31.33 \times 10^{-3}}{0.2} \rightarrow A \geq \sqrt{0.1566} \rightarrow A \geq 0.395 \rightarrow A = 0.60 \text{ m}$$

$$\rightarrow d = \frac{A-a}{4} = \frac{0.6-0.3}{4} = 0.075 \text{ m}$$

$$\rightarrow h = d + 0,05 = 0,080 \text{ m}$$

• Pour les semelles des rives :

Avec : $N_s = 66.24 \text{ KN}$ $N_u = 90.40 \text{ KN}$ $\overline{\sigma_{\text{Sol}}} = 2 \text{ bar}$

Alors :

$$\rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{\text{Sol}}}} = \frac{66.24 \times 10^{-3}}{0.2} \rightarrow A \geq \sqrt{0.3312} \rightarrow A \geq 0.5754 \rightarrow A = 0.60 \text{ m}$$

$$\rightarrow d = \frac{A-a}{4} = \frac{0.6-0.3}{4} = 0.075 \text{ m}$$

$$\rightarrow h = d + 0,05 = 0,080 \text{ m}$$

❖ Tranche suivant (y,y) :**• Pour les semelles des coins :**

Avec : $N_s = 36.15 \text{ KN}$ $\overline{\sigma_{\text{Sol}}} = 2 \text{ bar}$

Alors :

$$\rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{\text{Sol}}}} = \frac{36.15 \times 10^{-3}}{0.2} \rightarrow A \geq \sqrt{0.1807} \rightarrow A \geq 0.425 \rightarrow A = 0.60 \text{ m}$$

$$\rightarrow d = \frac{A-a}{4} = \frac{0.6-0.3}{4} = 0.075 \text{ m}$$

$$\rightarrow h = d + 0,05 = 0,080 \text{ m}$$

• Pour les semelles des rives :

Avec : $N_s = 62.65 \text{ KN}$ $\overline{\sigma_{\text{Sol}}} = 2 \text{ bar}$

Alors :

$$\rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{Sol}} = \frac{62.65 \times 10^{-3}}{0.2} \rightarrow A \geq \sqrt{0.3132} \rightarrow A \geq 0.5596 \rightarrow A = 0.60 \text{ m}$$

$$\rightarrow d = \frac{A-a}{4} = \frac{0.6-0.3}{4} = 0.075 \text{ m}$$

$$\rightarrow h = d + 0,05 = 0,080 \text{ m}$$

1.5.2 Calcul de ferrailage :

❖ Tranche suivant (x,x) :

- Ferrailage coins : $N_s = 31.33 \text{ KN}$ $N_u = 42.68 \text{ KN}$

ELU :

$$A_{stu} = \frac{N_u(A-a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0.04268 \times (0.6-0.3)}{8 \times 0.075 \times \frac{400}{1,15}} = 0.6135 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{stu} = 0.6135 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{sts} = \frac{N_s(A-a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0.03133 \times (0.6-0.3)}{8 \times 0.075 \times \frac{400}{1,15}} = 0.4504 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{sts} = 0.4504 \text{ cm}^2$$

Choix : 7T14=10,78 cm²

- Ferrailage rive : $N_s = 66.24 \text{ KN}$ $N_u = 90.40 \text{ KN}$

ELU :

$$A_{stu} = \frac{N_u(A-a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0,0904 \times (0.6-0.3)}{8 \times 0.075 \times \frac{400}{1,15}} = 1.299 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{stu} = 1.299 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{sts} = \frac{N_s(A-a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0.06624 \times (0.6-0.3)}{8 \times 0.075 \times \frac{400}{1,15}} = 0.9522 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{sts} = 0.9522 \text{ cm}^2$$

Choix 7T14=10,78 cm²

❖ Tranche suivant (v,v) :

- Ferraillage coins : $N_s = 36.15 \text{ KN}$ $N_u = 49.28 \text{ KN}$

ELU :

$$A_{stu} = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0.04928 \times (0.6 - 0.3)}{8 \times 0.075 \times \frac{400}{1.15}} = 0.7084 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{stu} = 0.7084 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{sts} = \frac{N_s(A - a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0.03615 \times (0.6 - 0.3)}{8 \times 0.075 \times \frac{400}{1.15}} = 0.5195 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{sts} = 0.5195 \text{ cm}^2$$

Choix : 7T14=10,78 cm²

- Ferraillage rive : $N_s = 62.65 \text{ KN}$ $N_u = 85.48 \text{ KN}$

ELU :

$$A_{stu} = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0.08548 \times (0.6 - 0.3)}{8 \times 0.075 \times \frac{400}{1.15}} = 1.2287 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{stu} = 1.2287 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS : } A_{sts} = \frac{N_s(A - a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0.06265 \times (0.6 - 0.3)}{8 \times 0.075 \times \frac{400}{1.15}} = 0.9005 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{sts} = 0.9005 \text{ cm}^2$$

Choix 7T14=10,78 cm²**1.6 Les longrines :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à (N_{\max}/α) .

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

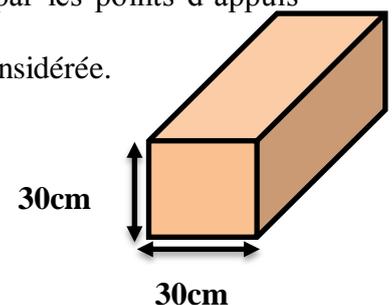
N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas on est à la zone II et site de catégorie 2 $\longrightarrow \alpha = 15$

Et N d'après le SAP2000 $N = 90.40 \text{ KN}$.

On va adopter une longrine de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$



$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1834.06}{15} = 122.27KN > 20KN \text{ CV}$$

1.6.1 Calcul de ferrailage :

On utilise la traction simple pour calculer le ferrailage des longrines

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{122.27 \times 10^{-3}}{400/1,15} = 3.51cm^2$$

D'après le R.P.A 99 V2003 (article 10.1.1)

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, $15Q_1$).

Donc on ferraille avec : $A_{min} = 0,6\%bh = 5.4cm^2$

On adopte un ferrailage de **4T14** .

On prend l'espacement $St < \min(20cm ; 21cm) \rightarrow St = 15cm$

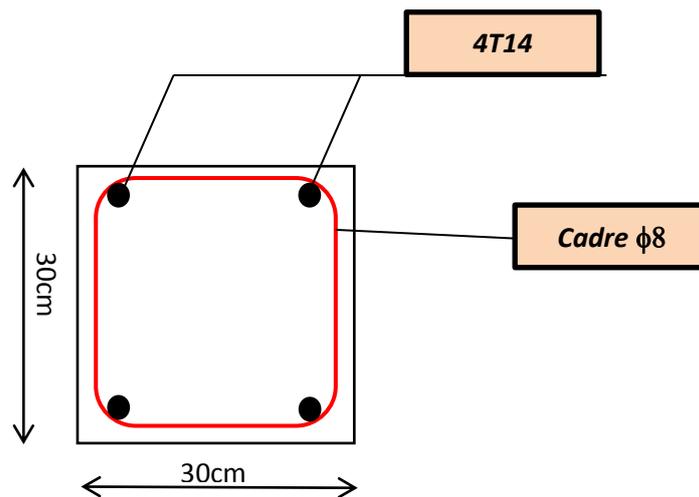


Figure6.14: schéma de ferrailage longrine

Chapitre 7

Etude économique

7.1 Introduction :

La durée d'un projet de construction tel qu'un bâtiment est très longue, sa conception et sa réalisation exige une masse énorme de travaux de natures diverses et compliquées et de plusieurs ressources, donc il est nécessaire de mettre un système (planning) qui combine la gestion et le fonctionnement de la direction de projet en charge de la définition des objectifs qui assurent le succès du projet, ce qu'on appelle le management de projet.

7.2 Qu'est-ce que le management de projet ?

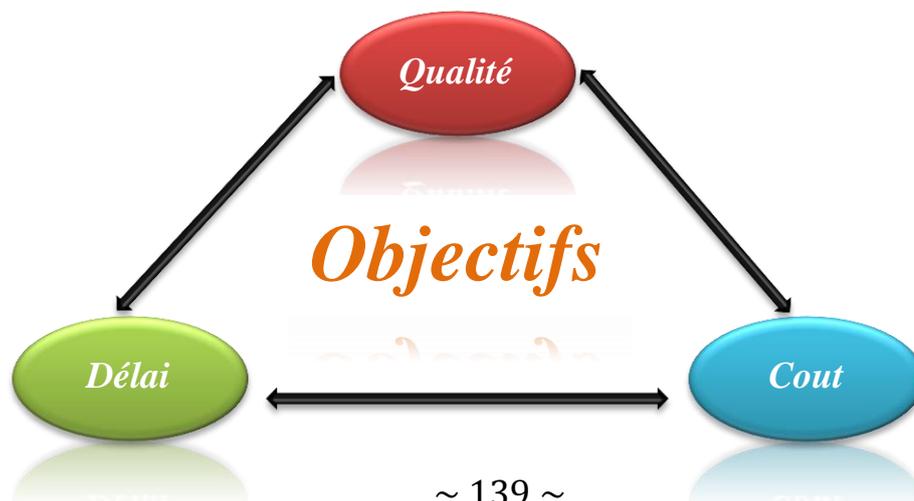
Le management de projet est l'application de connaissances, de compétences, d'outils et de techniques aux activités du projet afin d'en respecter les exigences. Le management de projet est accompli par l'application et l'intégration des processus de management de projet groupés en : démarrage, planification, exécution, surveillance et maîtrise, et clôture. Le chef de projet est la personne responsable de l'atteinte des objectifs du projet. Le management de projet comprend les points suivants :

- Déterminer les exigences.
- Définir des objectifs clairs et réalisables.
- Equilibrer les exigences concurrentes de qualité, de contenu, de délai et de coût.
- Adapter les spécifications, les plans et l'approche aux différentes préoccupations et attentes des diverses parties prenantes.

7.3 Définition d'un projet :

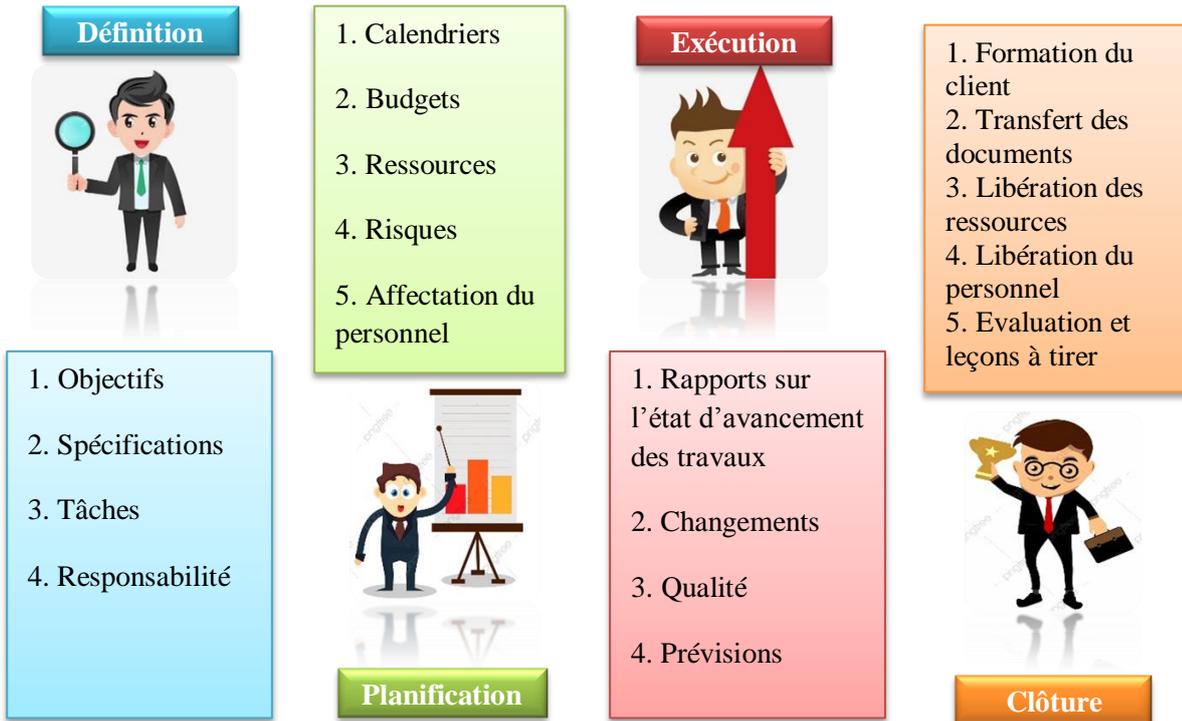
Selon la norme ISO 10006 « Un projet est un processus unique, qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, telles que les contraintes d'un projet est caractérisé par trois éléments :

- ❖ **Qualité** : Un projet est de bonne qualité si les attentes du client sont satisfaites.
- ❖ **Délai** : Un projet a toujours un délai, donc il faut respecter celui-ci.
- ❖ **Coût** : Un projet a un coût. Il faut que le chef de projet puisse contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du client et ce qu'il est prêt à payer.

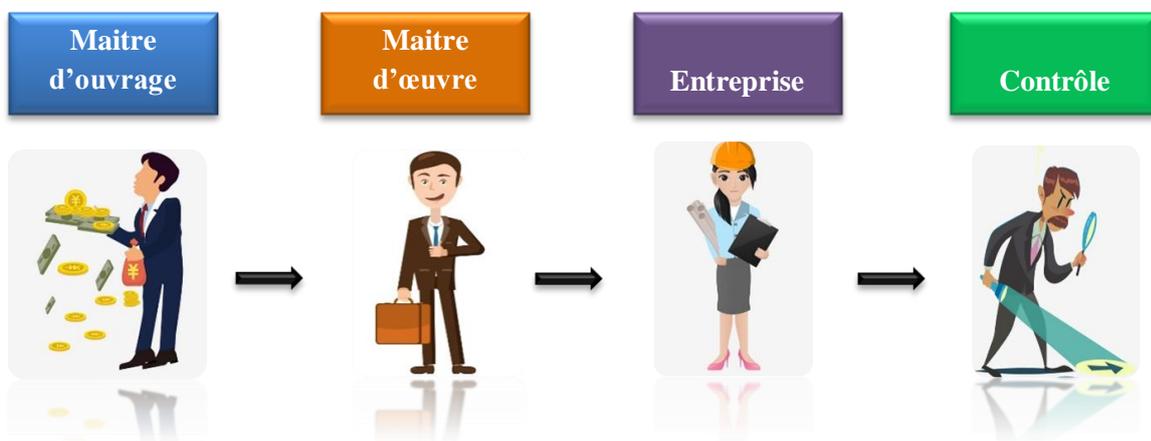


7.4 Cycle de vie d'un projet :

Les chefs de projet ou l'organisation peuvent diviser les projets en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice. L'ensemble de ces phases est connu sous le nom de cycle de vie de projet. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application à une autre, d'un domaine d'application à un autre et d'un auteur à un autre. En général il comporte 4 phases : définition, planification, exécution, clôture comme montre la figure suivante :



7.5 Les intervenant d'un projet :



-**Maître d'ouvrage** : est la personne physique ou morale pour le compte duquel sont réalisés les travaux et les ouvrages.

-**Maître d'œuvre** : c'est la personne physique ou morale qui reçoit mission du maître de l'ouvrage pour assurer la conception, la réalisation et le contrôle d'un ouvrage conformément au programme de réalisation du projet.

-**L'entreprise** : est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

-**Le contrôle technique** : exigé par certains maîtres d'ouvrages et qui consiste en un examen critique des dispositions techniques du projet et de la réalisation.

7.6 Les objectifs d'un projet :

Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de Fin d'Etude), nous avons fixé uniquement comme objectifs, de définir le délai et le coût. Afin de les atteindre, nous avons plusieurs outils à utiliser :

- ❖ Préparation du WBS (Works Breakdown Structures) du projet.
- ❖ Identification de nos ressources.
- ❖ Identifier les taches.

Pour les besoins de notre étude nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

7.7 La caractéristique d'un projet :

- ❖ Tous projets visent à atteindre un but global, d'une façon générale le projet c'est l'engagement des acteurs, d'une responsabilité de résultat et des outils et moyens utilisés à partir de l'affirmation du but.
- ❖ Le projet implique un contenu spécifique pour répondre à un besoin exprimé même s'il n'est pas toujours clair.
- ❖ Tout projet ayant une durée bien défini avant son lancement.
- ❖ Le projet est un système ouvert aux influences de son environnement il est soumis à des variables exogènes.
- ❖ Le projet est soumis à un contexte d'incertitude qui le transforme en une aventure risquée.

Donc on dit que l'objectif atteint par chaque projet il faut qu'il soit « SMART » :



7.8 MS Project :

7.8.1 Introduction :

Microsoft Project (ou MS Project ou MSP) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projets et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer des projets. Actuellement, Microsoft Project est le logiciel de gestion de projet le plus utilisé au monde.

7.8.2 Création d'un projet sur MS Project :

Les étapes de création et la gestion d'un projet sont :

1. Créer un nouveau projet
2. Entrer les informations clés sur le projet
3. Définir le calendrier global.
4. Définir les ressources.
5. Définir les tâches et leurs durées.
6. Organiser l'enchaînement des tâches.
7. Attribuer les ressources aux tâches.
8. Démarrer le projet [Outils – Suivi – Mettre à jour le projet].
9. Informer les acteurs.
10. Introduire les états d'avancement.
11. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
12. Clôturer le projet.

7.9 Le découpage du projet :

La conduite d'un projet repose sur un découpage chronologique (phases) du projet en précisant :

- ❖ Ce qui doit être fait (tâches).
- ❖ Par qui cela doit être fait (Ressources).
- ❖ Comment les résultats (Livrables) doivent être présentés.
- ❖ Comment les valider (Jalons).



Une tâche :

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat .A chaque tâche définie, il faut associer :

- ❖ Un objectif précis et mesurable.
- ❖ Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- ❖ Une charge de travail exprimée en nombre de journée, et des travailleurs.
- ❖ Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Les taches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :

- ❖ **Liaison Fin-Début** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne commence.
- ❖ **Liaison Fin-Fin** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne soit finie.
- ❖ **Liaison Début-Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne commence.
- ❖ **Liaison Début-Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne soit finie.

Un jalon :

Les jalons d'un projet se définissent comme suit :

- ❖ Des évènements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet.
- ❖ Des dates importantes de réalisation d'un projet.
- ❖ Une réalisation concrète (production de livrables)

Dans le cadre du planning, les jalons limitent le début et la fin de chaque phase et servent de point de synchronisation. Sur les diagrammes de GANTT, les jalons sont représentés par des losanges.

Un livrable :

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou de tout le projet.

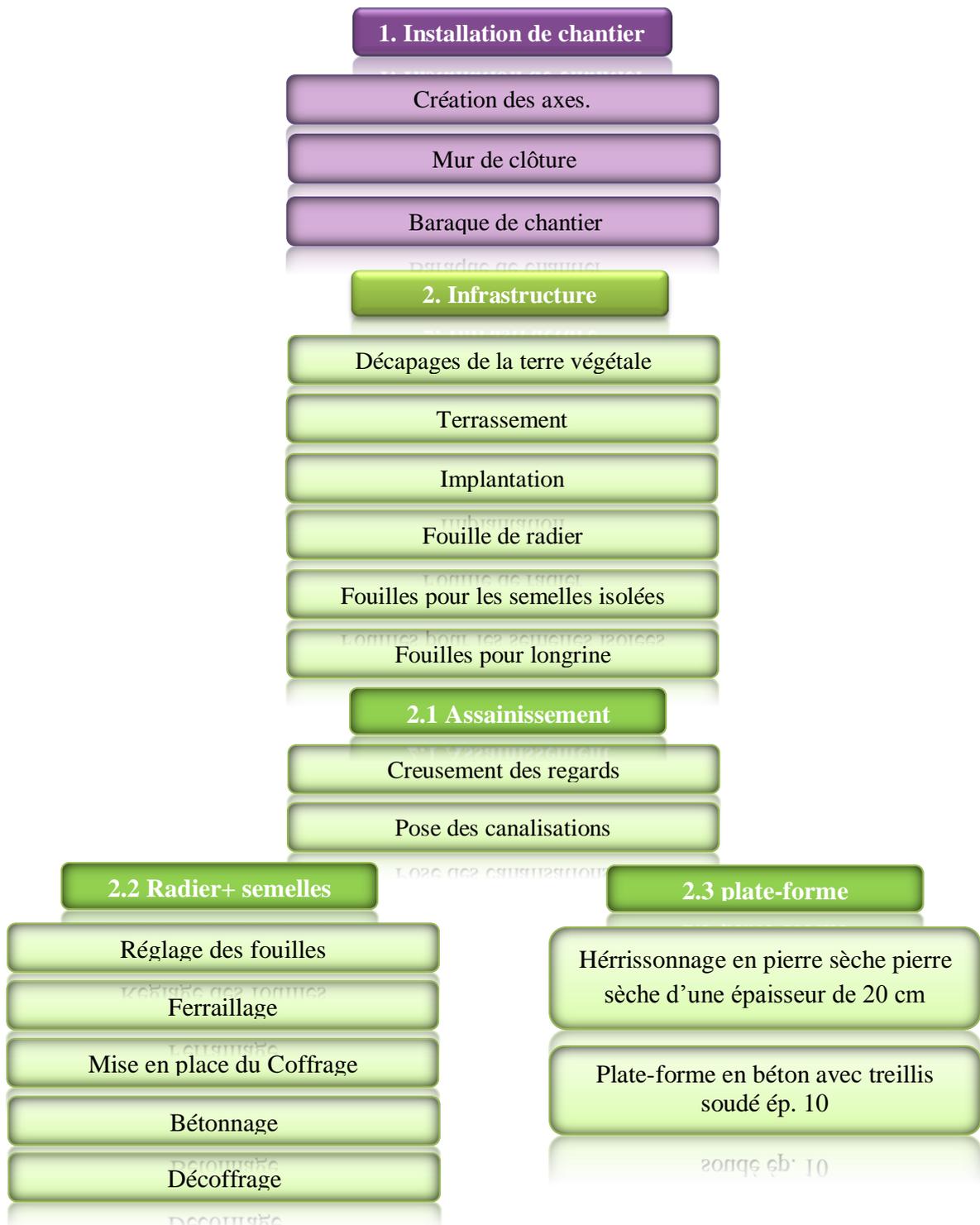
7.10 Ordonnancement et planification :**7.10.1 Le WBS (Works Breakdown Structures) :**

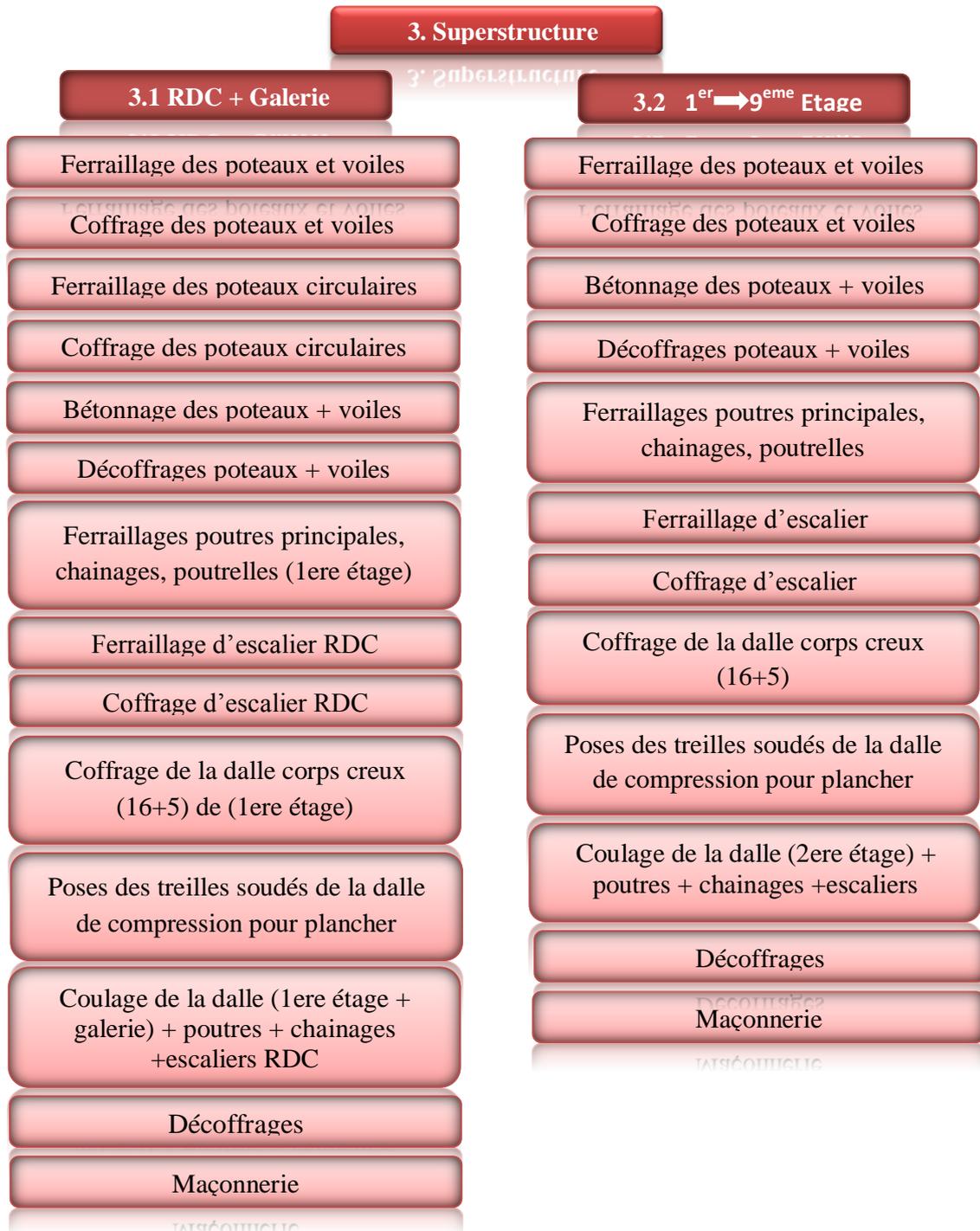
Dès la conception préliminaire du projet, il s'agit de décomposer de façon structurée et précise le projet en sous ensemble, de manière à visualiser l'ensemble du projet. Il se fait par niveaux successifs jusqu'à un degré optimum de détail, afin d'éviter les oublis, et de permettre la consolidation des informations.

Le WBS permet aussi d'énumérer les organismes responsables de chaque tâche et le budget qui est destiné au projet.

Dans la constitution du WBS il y'a des livrables et tâches, les numéros qui vont apparaître dans cette partie sont des numéros pris directement du fichier MS Project.

❖ WBS de notre projet :





3.3 Terrasse inaccessibleFerrailage des poteaux + acrotère
terrasseCoffrage des poteaux + acrotère
terrasse

Bétonnage des poteaux + acrotère

Ferrailage Dalle machine
(dalle pleine)

Coffrage Dalle machine

Bétonnage Dalle machine

Décoffrages (Dalle machine+
poteaux + acrotère)Ferrillages poutres principales,
chainages, poutrelles (buanderie)Coffrage de la dalle corps creux
(16+5) (buanderie)

Décoffrage

Ferrailage acrotère buanderie

Coffrage acrotère buanderie

Bétonnage acrotère buanderie

Maçonnerie

4. Corps d'état secondaire

Electricité

Revêtement

Fixation d'ascenseur

Plomberie

Menuiserie

Enduit

Etanchéité

Nettoyage

7.10.2. Le diagramme de GANTT :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin.

Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- ❖ Les différentes tâches à envisager.
- ❖ La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- ❖ La durée escomptée de chaque tâche.
- ❖ Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce dernier.
- ❖ La date du début et la date de la fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning). Notre diagramme de GANTT final de ce projet figure dans les annexes.

Le diagramme de GANTT de notre propre projet est présenté dans l'annexe.

7.11 Définition des ressources :

7.11.1 Les ressources humaines :



Directeur des travaux : 1 personne
 Conducteur des travaux : 1 personne
 Chefs Chantier : 2 personnes
 Ingénieurs en Génie Civil : 1 personne
 Techniciens : 1 personne
 Groupe Ouvriers : 8 personnes
 Comptable : 1 personne
 Magasinier : 1 personne

Groupe Coffreurs : 4 personnes
 Groupe ferrailleur : 5 personnes
 Groupe maçons : 6 personnes
 Groupe de peinture : 5 personnes
 Groupe électriciens : 4 personnes
 Groupe de menuiserie : 3 personnes
 Groupe de plomberie : 4 personnes
 Groupe gardiens : 2 personnes



7.11.2 Les ressources matérielles :

Engins :

- ❖ Tracteur pour eau
- ❖ Pelle hydraulique
- ❖ Camion 10 tonnes
- ❖ Grue
- ❖ Bétonnière.
- ❖ Pompe à injection du béton



- ❖ Compacteur
- ❖ Chargeur
- ❖ Malaxeurs (Camion 15 m)
- ❖ Vibreurs
- ❖ Niveleuse

7.11.3 Les ressources matériaux :

- ❖ béton
- ❖ Dalle de sol
- ❖ Acier pour ferrailage
- ❖ Carrelage granito
- ❖ Brique
- ❖ Gains d'électricité
- ❖ Enduit en ciment
- ❖ Plinthe en terre cuite
- ❖ Faïence
- ❖ Treillis soudés
- ❖ Projecteurs électriques
- ❖ Hourdis Treillis soudés



- ❖ Acier pour coffrage
- ❖ Lampe et douille
- ❖ Gravillon roulé
- ❖ Fils d'électricité
- ❖ Feuille de polystyrène
- ❖ Tuile Boîtes d'interrupteurs
- ❖ Tube en béton pour l'eau usée
- ❖ Bois pour coffrage
- ❖ Lampe et douille
- ❖ Gravillon roulé
- ❖ Fils d'électricité
- ❖ Zingue

7.12 Etude économique :

L'estimation du coût des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le coût de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette dernière.

❖ **Exemple de calcul pour la tâche de terrassement (déblais) :**

Cycle de la pelle 30s, godet 1m³
 Distance de déchargement à 25 km
 Camion de 10 tonnes
 La surface du projet 1056.215m²
 La surface de la fouie : 1056.215m²
 Volume de déblais est : 1056.215* 2.5= **2746.159 m³**
 1m³ → 30s
 2.5m³ → t1=1.25min
 30*2.5 =185.4 s=1.25min

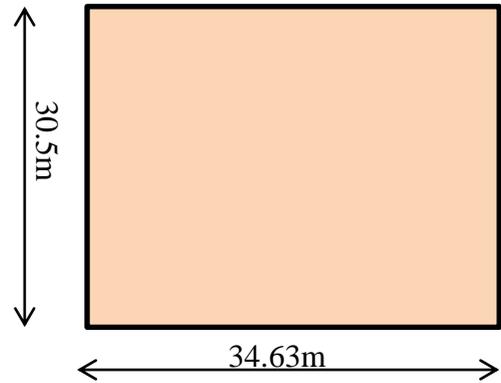


Figure 7.1 : Vue en plan de la fouille

Vitesse de Camion chargé est 70 km/h t2= 9min
 Vitesse de Camion vide est 90 km/h t3= 7 min
 Temps de déchargement t4 = 3 min
 T = 1.25+9+7 = 17.25 min

nombre de camion= 17.25/1.25= 13.8=**14camions**

7.13Devis quantitatif du bâtiment R+9etages :

Tableau7.1 : Devis quantitatif Installation de chantier

DESIGNATIONS DES OUVRAGES	UNITE	QUANTI TE	P.U en h.t	MONTANT
Installation de chantier	250000

Tableau7.2 : Devis quantitatif Lot Terrassement et ouverture de fouille

	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	UNITE	QUANTI TE	P.U en	MONTANT	
				h.t		
INFRASTRUCTURE	Lot Terrassement et ouverture de fouille	Décapages de la terre végétale	m ²	1056.21	500	528,105
		TERASSEMENT	m ³	2747.16	500	1,373,580
		Implantation	m ³	350000	350,000
		Fouille de radier	m ³	618.18		339,999
		-Réalisation de regard en BA de (0.6*0.6) y compris toutes sujétions mise en œuvre	U	20	7000	140,000
		Pose des canalisations	ml	35	3000	105,000
					2,836,684	

Tableau7.3 : Devis quantitatif RADIER +Semelle

	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	UNITE	QUANTI TE	P.U en	MONTANT	
				h.t		
INFRASTRUCTURE	RADIER +Semelles	Réglage des fouilles	U	2	1000	2,000
		Béton arme dose a 350kg/m3 de CPJ pour radier et avant poteaux et longrine avec coffrage en bois ou panneaux métalliques et ferrailage	m ³	638.18	29000	18,507,220

Tableau7.4: Devis quantitatif Plate-forme.

	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	UNI TE	QUANTI TE	P.U en	MONTANT	
				h.t		
INFRASTRUCTURE	Plate-forme.	Hérissonnage en pierre sèche d'une épaisseur de 20 cm. m ³	m ²	559.25	600	335,550
		Plate-forme en béton avec treillis soudé sur hérissonnage de 10 cm dosé à 350 kg/m3 y compris tous sujétion de mise.	m ³	559.25	1000	559,250

Tableau7.5 : Devis quantitatif Superstructure. (RDC.....9 àétages)

		DESIGNATIONS DES	UNITE	QUANTITE	P.U en	MONTANT	
		OUVRAGES			h.t		
Superstructure. (RDC.....9 étages)	Béton pour les éléments porteur +secondaire	Béton armé pour Poteaux et voiles dosé à 350 kg/m ³ avec coffrage ferrailage et toutes sujétions mises en œuvre.	m ³	677.147	28,500	19,298,689.5	
		Béton armé pour (Poutre principale, chainage poutrelles, bonde noyée) dosé à 350 kg/m ³ avec coffrage ferrailage et toutes sujétions mises en œuvre.	m ³	469.62	28,500	13,384,170	
		Plancher en hourdis creux de 16+5 y compris poutrelles en béton armé, dalle de compression de 0,05m d'épaisseur y compris éraillage et toutes autres sujétions	m ²	5746.6	2,040	11,723,064	
		Béton armé dosé 350 kg/m ³ d'escalier, y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mises en œuvre.	m ³	29.14	29,000	845,060	
		Béton armé (Dalle plein), y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mises en œuvre.	m ³	33.76	28,500	962,160	
	La maçonnerie	mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 12 et 10 trous au mortier de ciment avec une lame d'air de 5 cm	m ²	1883.25	1,500	2,824,875	
		mur intérieur de 10 cm en briques creuses en mortier de ciment	m ²	3272.67	800	2,618,136	
		mur intérieur de 15 cm en briques creuses en mortier de ciment	m ²	1858.698	900	1,672,828.2	
	revêtement s	Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris toute sujétion de mise en œuvre.	m ²	4173.75	1,500	6,260,625	
		Les plaintes en terre cuite galvanisée.	ml	2129.76	150	319,464	
	enduits	enduits intérieurs sur mur et sous plafonds au mortier de ciment en deux couches sur mur.	m ²	10262.72	450	4,618,224	
		enduit extérieur au mortier de ciment en trois couches exécuté avec arrêt y compris sur les éléments décoratifs tous types.	m ²	1883.25	450	847,462.5	
							65, 374,758.2

Tableau7.6 : Devis quantitatif Superstructure. (Terrasse+ buanderie)

		DESIGNATIONS DES	UNITE	QUANTI TE	P.U en	MONTANT
		OUVRAGES			h.t	
Superstructure. (Terrasse+ buanderie)	Béton pour les éléments porteur +secondaire	Béton armé (+ Dalle machine), y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre.	m ²	4.62	28,500	131,670
		Plancher en hourdis creux de 16+5(buanderie) y compris poutrelles en béton armé, dalle de compression de 0,05m d'épaisseur y compris éraillement et toutes autres sujétions.	m ²	18.28	2,040	37,291.2
		Béton armé pour (Poutre principale, chaînage poutrelles, bonde noyées) dosé à 350 kg/m3 avec coffrage ferrailage et toutes sujétions mises en œuvre.	m ³	0.991	28,500	28,243.5
		Béton armé pour Poteaux et voiles de dosé à 350 kg/m3 avec coffrage ferrailage et toutes sujétions mises en œuvre.	m ³	1.52	28,500	43,320
		Béton armé acrotère (Terrasse +buanderie) y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mises en œuvre.	m ³	6.2	28,500	176,700
	La maçonnerie	mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 12 et 10 trous au mortier de ciment avec une lame d'air de 5 cm.	m ²	24.8	1,500	37,200
	enduits	enduit extérieur au mortier de ciment en trois couches exécuté avec arrêt y compris sur les éléments décoratifs tous types.	m ²	49.6	450	22,320

Tableau7.7 : Devis quantitatif Corps D'états Secondaires

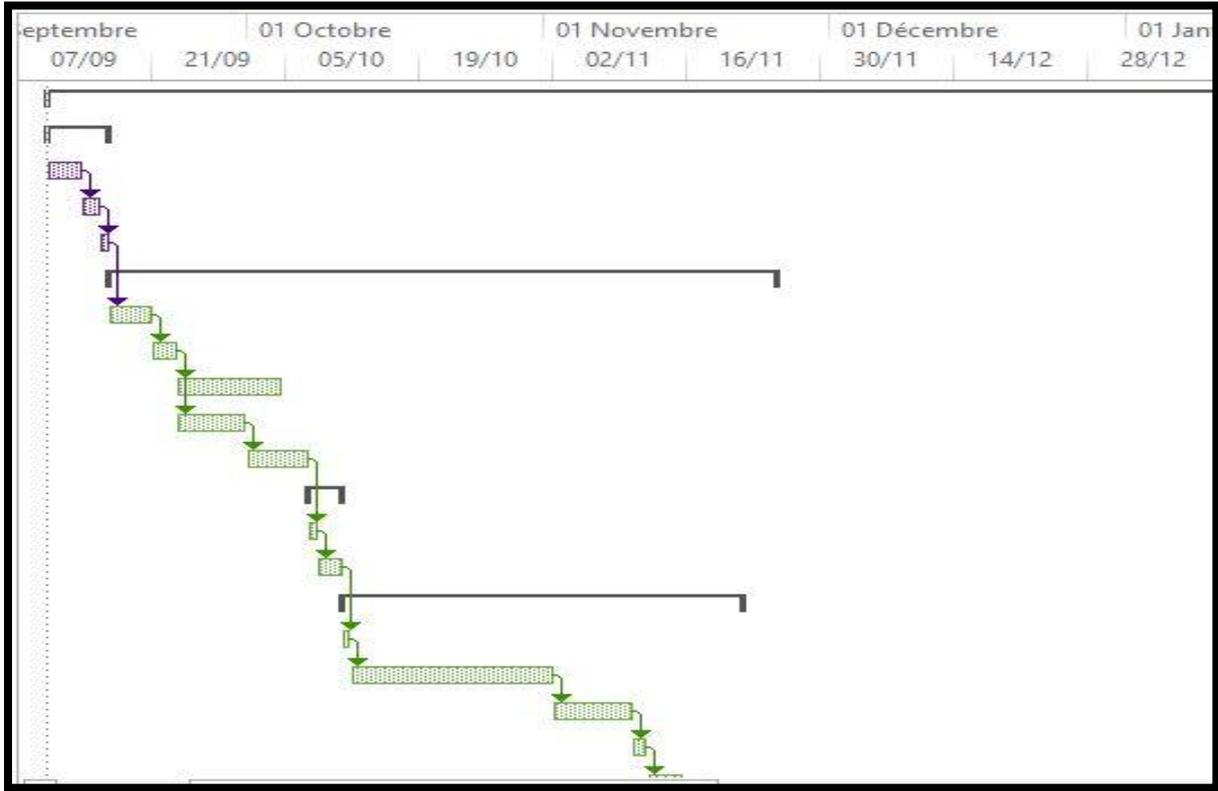
	DESIGNATIONS DES	UNITE	QUANTI TE	P.U en	MONTANT
	OUVRAGES			h.t	
Corps D'états Secondaires	Electricité.	718,760
	fixation d'ascenseur.	1,484,000
	Plomberie.	18,200,000
	Menuiserie.	1,638,000
	Peinture.	30,034,200
	Etanchéité.	691,289.2
					52,766,249.2

7.14 résultats obtenus à partir de Ms Project_:

Après l'introduction de toutes les informations, les tâches avec leur durée et coût estimé, avec les ressources, et les jours fériés sur logiciel MS Project 2013 on obtient les résultats suivants:

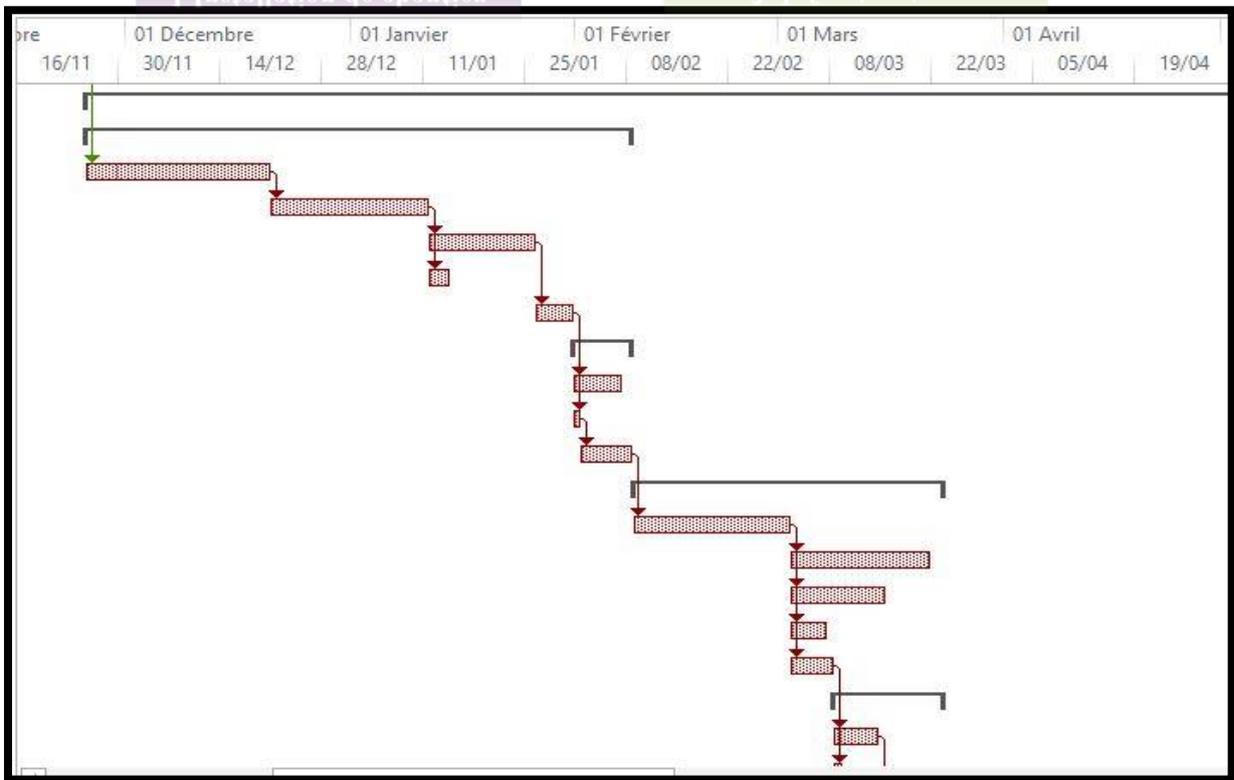
- ❖ La durée du projet est de 618 jours de travail.
- ❖ Le début du projet est prévu le : Jeudi le 10/09/20
- ❖ La fin du projet est prévue le : Mercredi le 26/10/22
- ❖ Le coût brut du projet est de : 141,108,456.1 Dinar
- ❖ Le montant TVA (19%) : 26,810,606.659 Dinar
- ❖ Le montant Total (TTC) : 167,919,062.759 Dinar

❖ Diagramme de Gant pour les 4 taches principales :

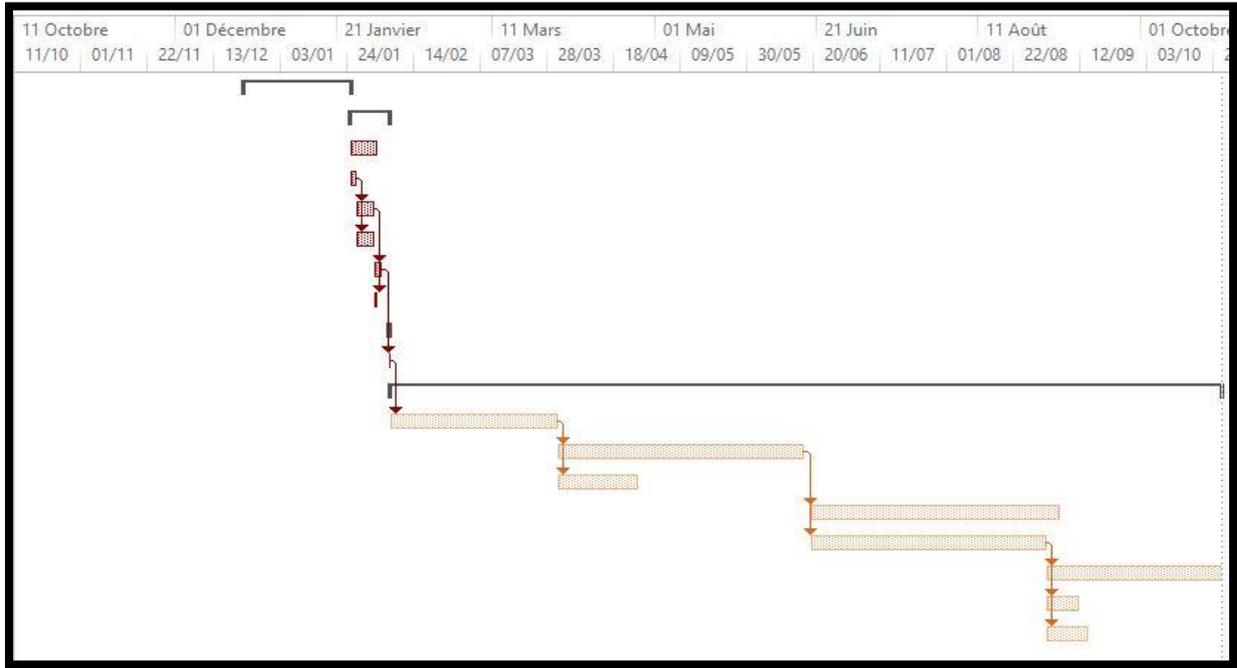


1. Installation de chantier

2. Infrastructure



3. Superstructure



4. Corps d'état secondaire

Figure 7.2: des parties de diagramme de GANT des 4 taches principales

7.15 Courbe financière :

A l'aide du document tiré du logiciel MS Project et en transférant le résultat sur Excel la courbe financière a été tracée sur un plan (ox, oy) ou l'axe des x représente le temps et l'axe des y représente les coûts. Cette courbe permet de voir directement l'évolution de la consommation d'argent à travers le temps. Sachant que La courbe financière (courbe en S) reste un outil très utile pour le control et le suivi du projet.

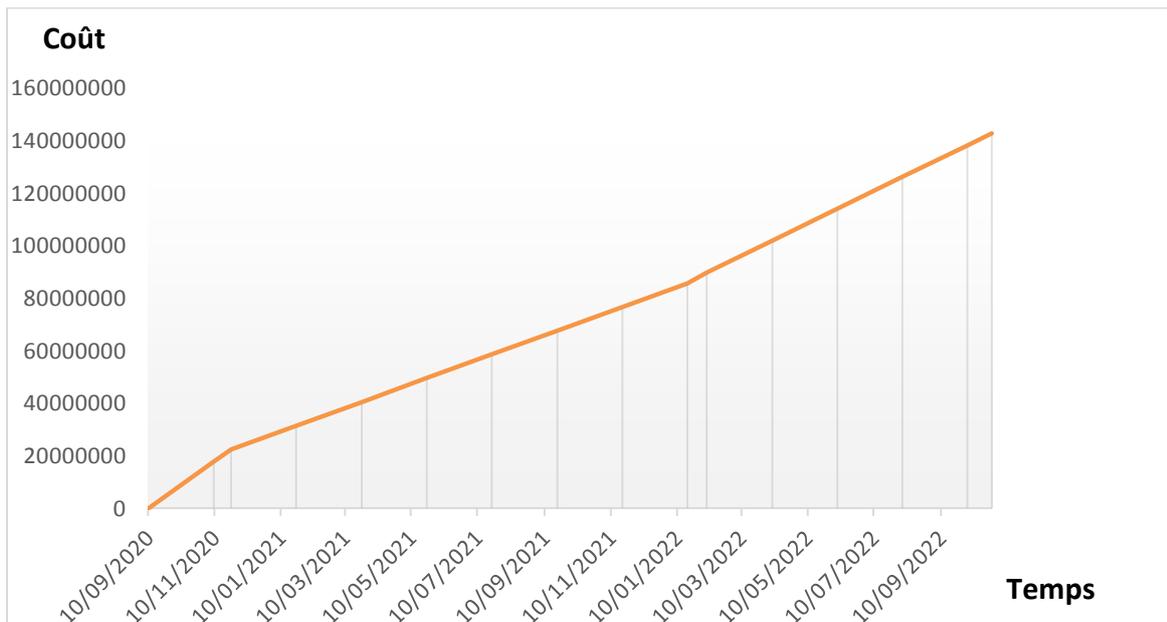


Figure 7.3 : La courbe financière (courbe en S)

7.16 Conclusion :

Enfin de ce chapitre, on conclut que grâce à la phase de planification et au logiciel de gestion de projet (MS Project 2010), 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. Le but rusé de cette dernière est l'économie du temps, d'argent, d'effort, de matériel et de main d'œuvre.

Dans ce chapitre on a même distingué l'importance de l'application de la méthode (Gantt) pour un meilleur avancement de travaux et à la programmation des ressources.

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le SAP2000V14, le SafeV12, Ms project, et Socotec que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure.
- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le RPA99
- le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges prévenant de la structure.
- la planification des projets de construction est indispensable pour mieux maîtriser le chantier de construction. Cette dernière nous a permis de calculer le cout de notre structure qui est de 167, 919,062.759 DA

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apporte un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

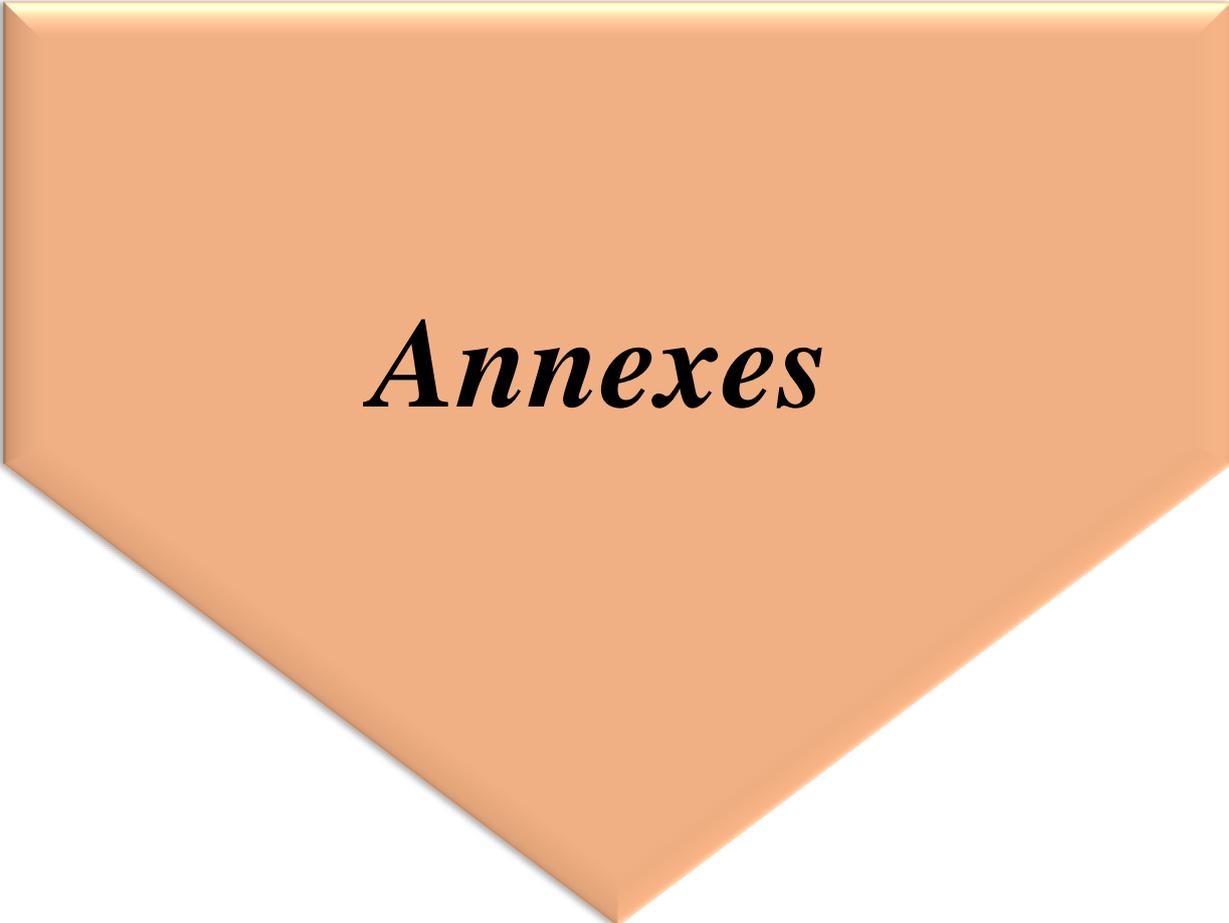
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le SAP2000V14, le SafeV12, Ms project, et Socotec que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

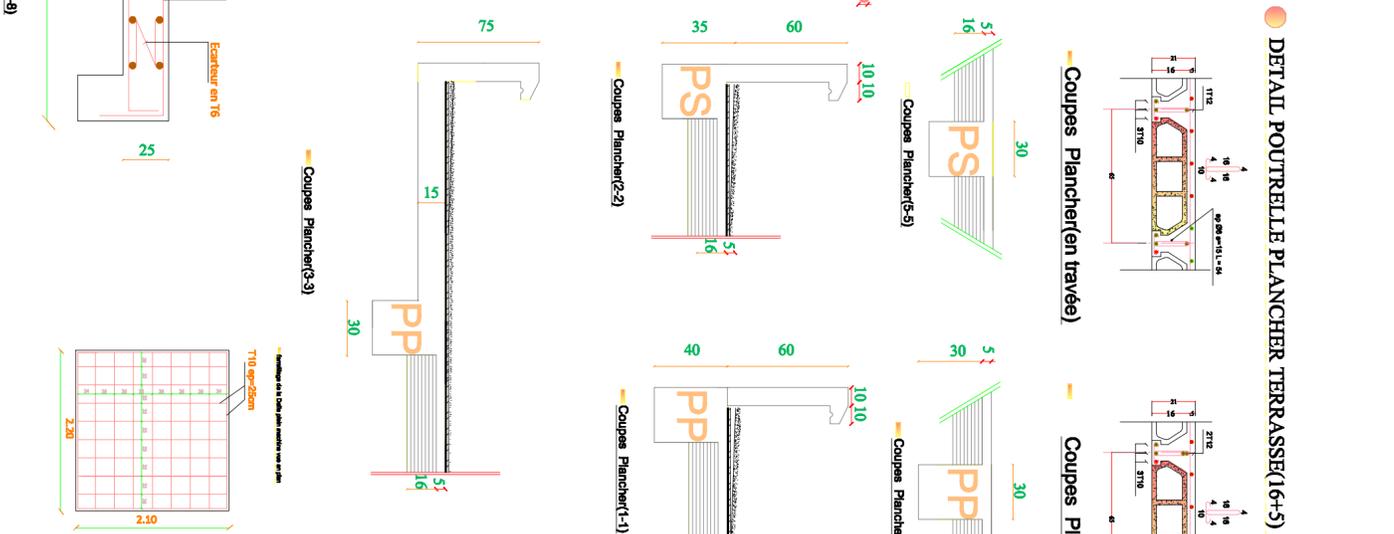
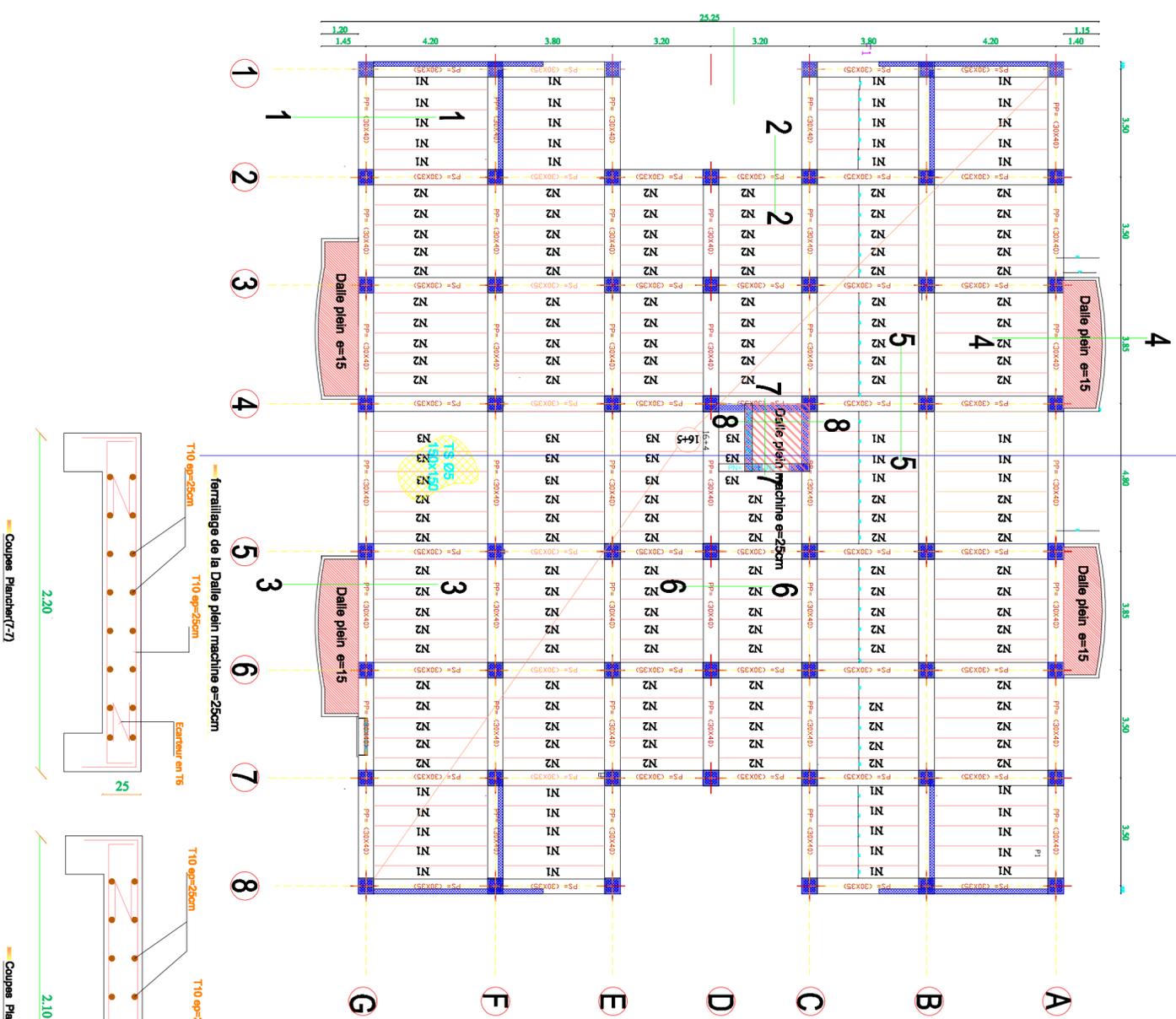
- Un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure.
- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le RPA99
- le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges prévenant de la structure.
- la planification des projets de construction est indispensable pour mieux maîtriser le chantier de construction. Cette dernière nous a permis de calculer le cout de notre structure qui est de 167, 919,062.759 DA

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apporte un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

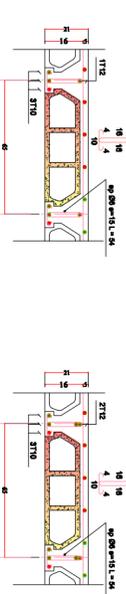


Annexes

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE(6+5)



DETAIL POUTRELLE PLANCHER TERRASSE(6+5)

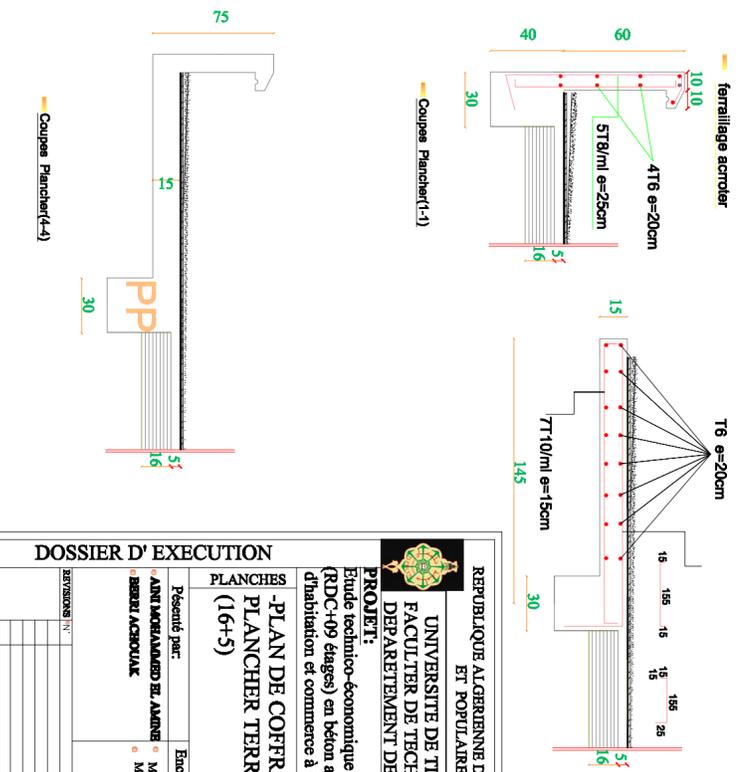


Coupes Plancher(en travée) / Coupes Plancher(en appuis)

Ferrillage Poutrelles - Plancher 6+5

Poutrelle	Nombre	Entre-Axe	Arm.inf	Arm.sup	2T12
Type1	64	4.20	15	15	4.20
Type2	16	3.80	3710	15	3.80
Type3	48	3.80	3710	3.80	3.80
Type4	45	3.20	3710	3.30	3.30

- NOTA**
- Prévoir des chapeaux en T12 sur chaque solive.
 - chapeaux de rive : T12 Nbr = 190
 - chapeaux intermédiaires : T12 Nbr = 200
 - Béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325 ou eqv
 - Enrobage minimal des aciers et de 3 cm
 - contrainte du béton à 28 jours 25Mpa
 - contrainte des aciers 400Mpa



DOSSIER D' EXECUTION

REVEDUQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTER DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET:
Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE (6+5)

Plancher n° 01

Bea : Tale

Date : 06/2020

1/50

Présenté par: **ABDI MOURABAHOU EL ALAINE**

Encadré par: **Mr : F.B. HOULTI**

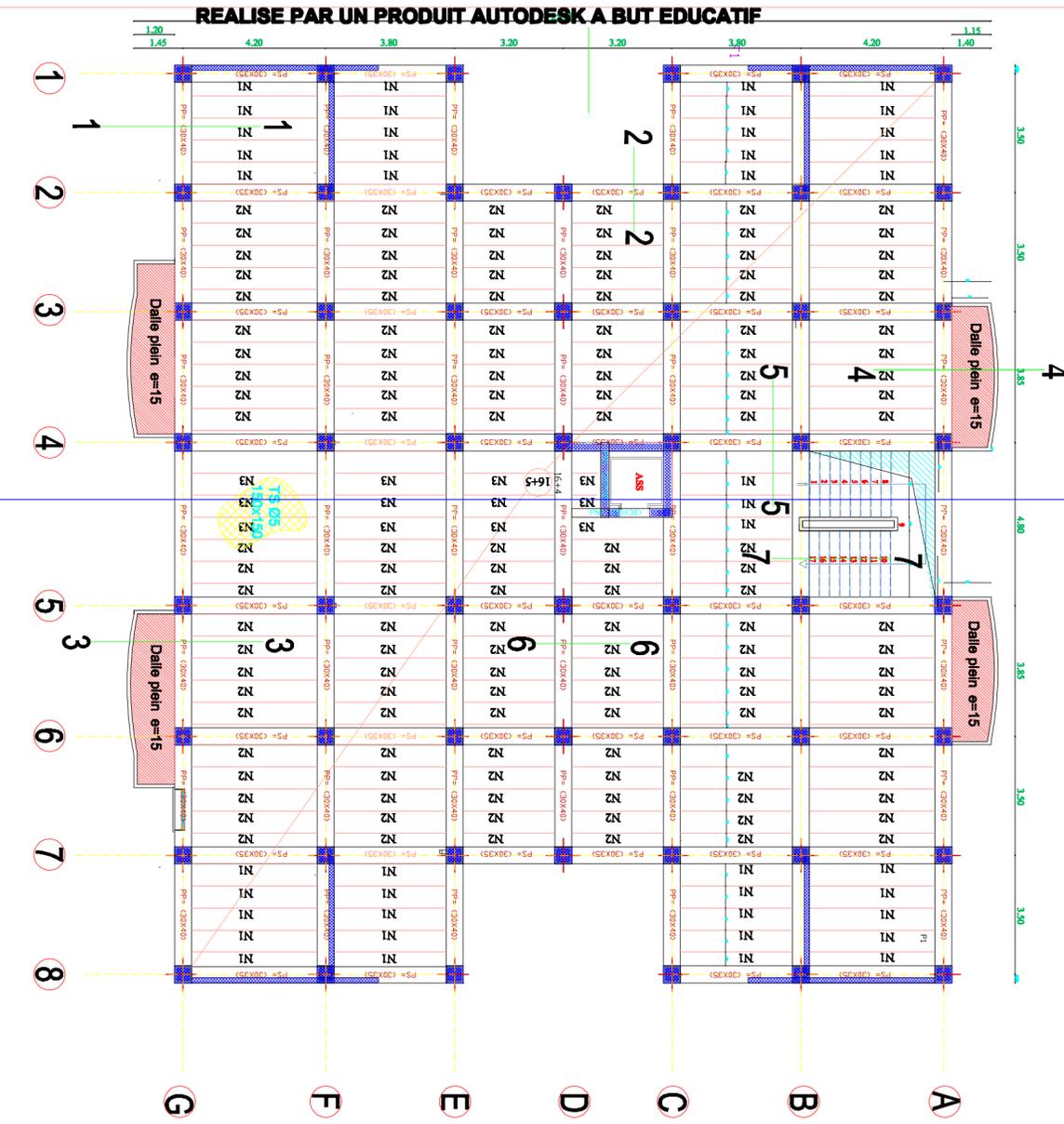
BEHRI ACSOUAL

Mr : BENAMAK

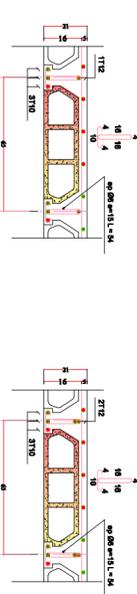
REVISIONS :

DATE :

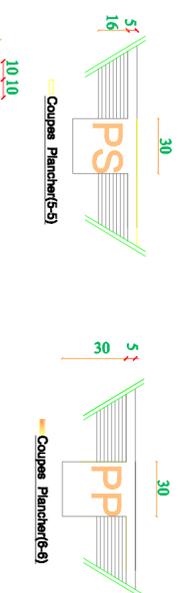
● PLAN DE COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT (16+5)



● DETAIL POUTRELLE PLANCHER TERRASSE(16+5)



— Coupes Plancher(en travée)



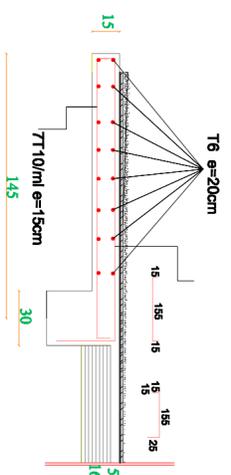
● Ferrailage Poutrelles - Plancher 16+5

Poutrelle	Nombre	Entre-Axe	Arm.inf	Arm.sup	2T12
Type1	58	4.20	3T10	15	4.20
Type2	16	3.80	3T10	15	3.80
Type3	48	3.80	3T10	3.80	3.80
Type4	45	3.20	3T10	3.30	3.30

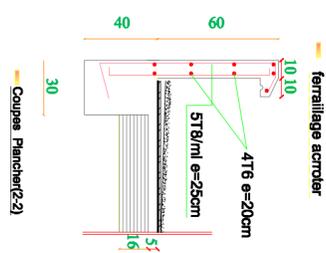
● NOTA

- Prévoir des chapeaux en T12 sur chaque solive.
- chapeaux de rive : T12 Nbr = 130
- chapeaux intermédiaires : T12 Nbr = 200
- Béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325 ou eqv
- Enrobage minimal des acier et de 3 cm
- containte du béton à 28 jours 25Mpa
- contrainte des aciers 400Mpa

— ferrailage de la dalle plein e=15cm



— ferrailage acrotère



DOSSIER D' EXECUTION

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET:
Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA

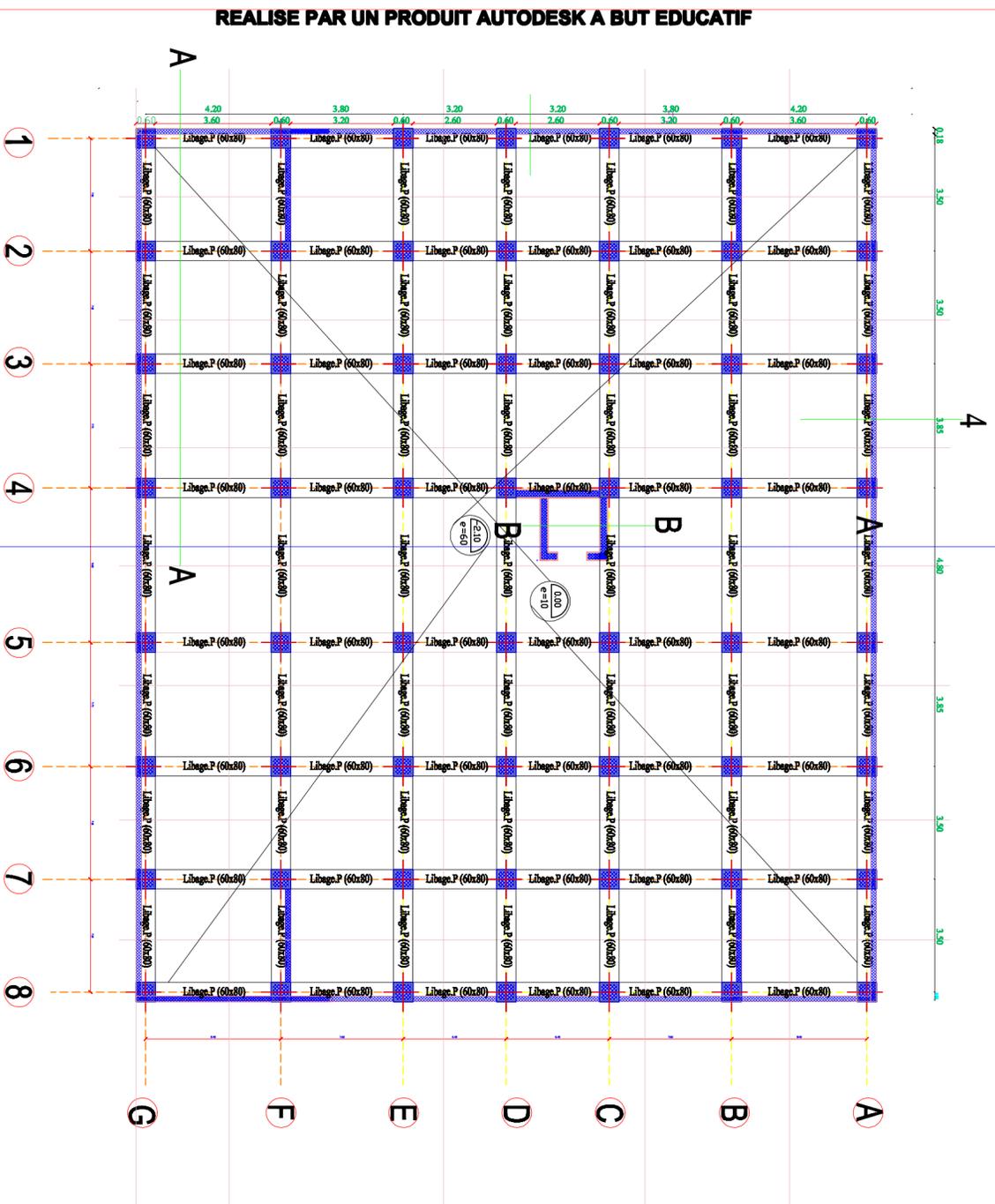
PLANCHES
- PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER ETAGE
COURANT (16+5)

Présenté par: **AMR MORABANDI EL ALMOU**
Encadré par: **M. : F.A. HOUMI**
RESRI ACSOUAK **M. : BENVAKAR**

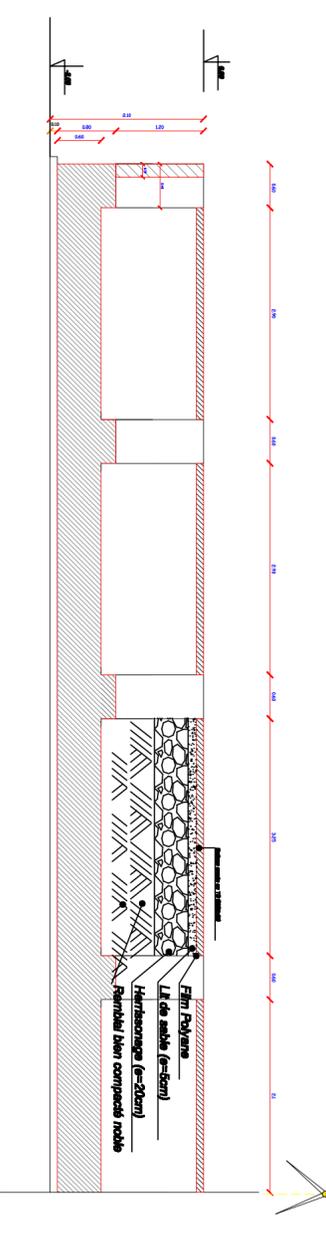
Planche n° **01**
Echelle **1/50**
Date **06/2020**

REVISIONS N° DATE

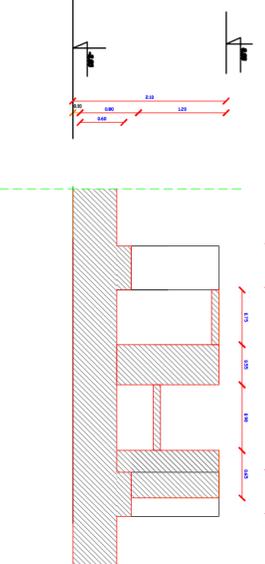
● PLAN DE COFFRAGE DALLAGE ET RADIER Niveau:0.00 et -2.10



Coupes RADIER (A-A)

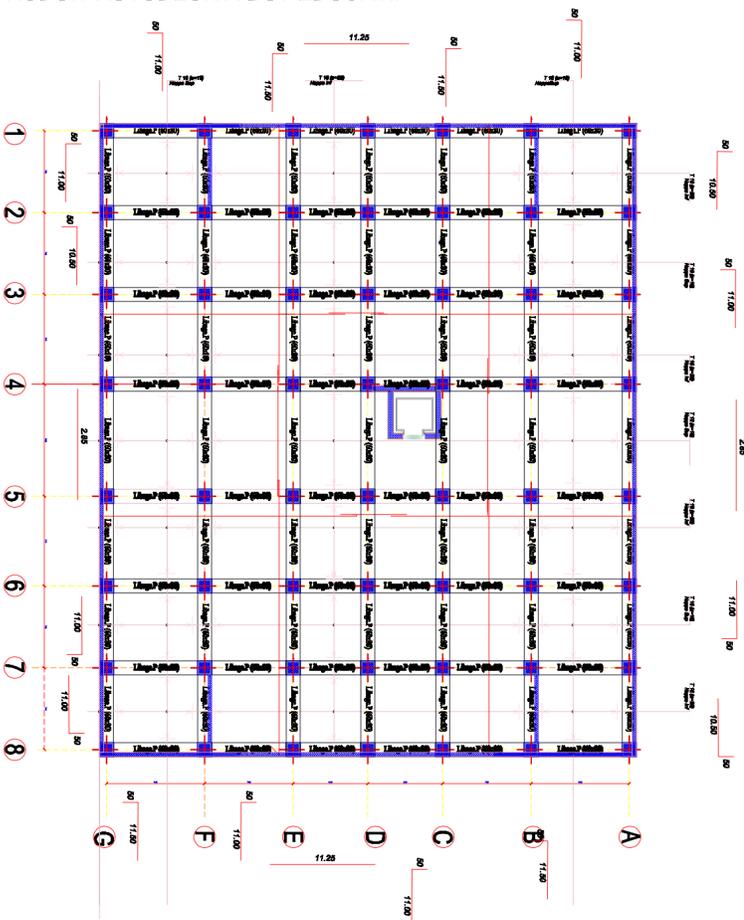


Coupes RADIER(B-B)

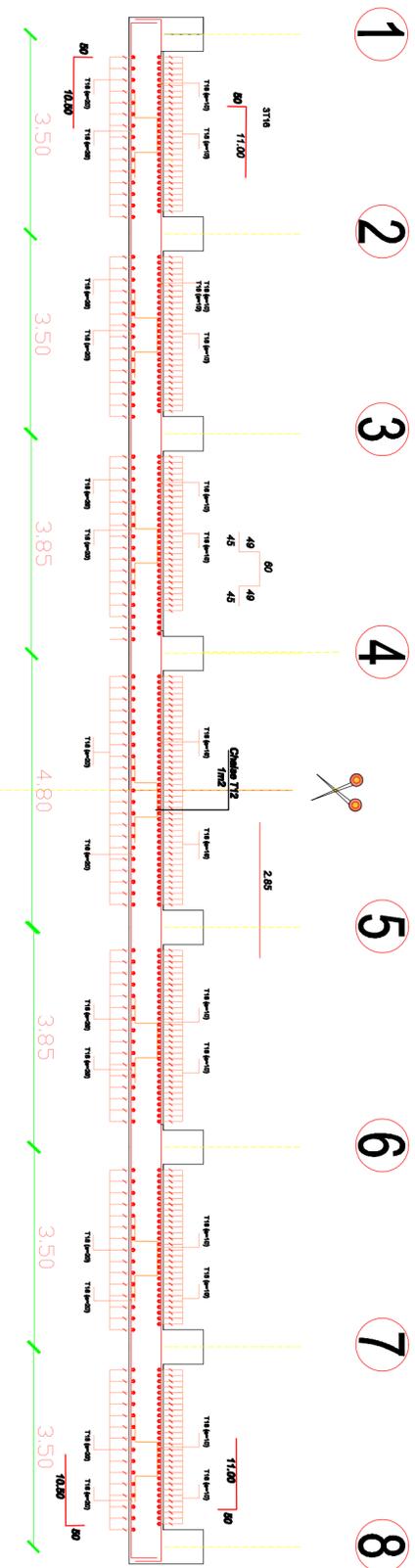


<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</p> <p>UNIVERSITE DE TLEMCEN FACULTER DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p> <p>PROJET: Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerces à GUELMA</p>		<p>PLANCHE n°</p> <p>01</p>	
		<p>PLAN DE COFFRAGE DALLAGE ET RADIER</p> <p>Niveau:0.00 et -2.10</p>	
<p>Présenté par:</p> <p>● AMR MORABANDJ EL ALMOU ● M.: F.A. HOITI ● BERRI ACSOUAK ● M.: BENVAKAR</p>		<p>Encadré par:</p> <p>● M.: F.A. HOITI ● M.: BENVAKAR</p>	
<p>REVISIONS N°</p> <p>DATE</p>		<p>Échelle</p> <p>1/100</p> <p>Date</p> <p>06/2020</p>	

● PLAN ferrailage Radier (e=60cm)



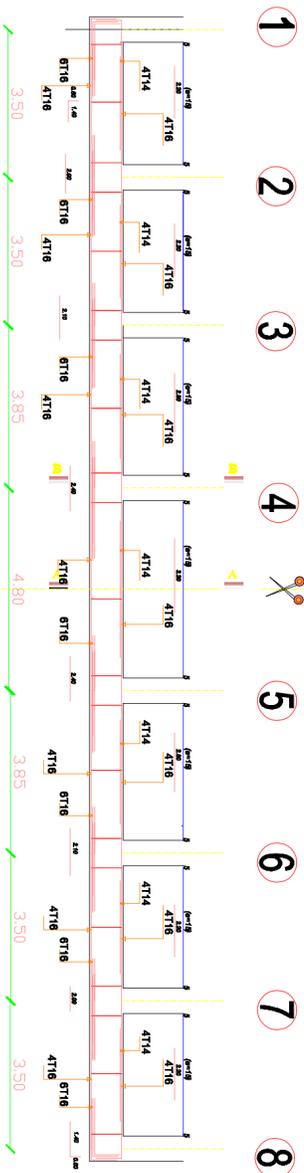
● Ferrailage Radier Général coupe A-A (e=60cm)



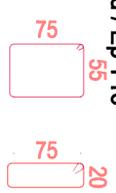
DOSSIER D' EXECUTION

 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE DE TLEMCEM FACULTER DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA	
		PLANCHES PLAN ferrailage Radier (e=60cm)	Planche n° 01
Présenté par: ● AINI MOHAMMED EL AMINE ● BERRI ACHOUAK	Encadré par: ● Mr. F.B. HOULTI ● Mr. BENAMAR	Ech. 1/20	Date 06/2020
REVISIONS N°	DATE		

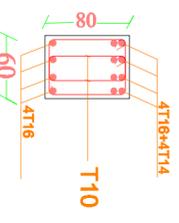
● Coffrage et ferrailage des Nervures longitudinales(60x80) pour les pivots A,G



Cad / Ep T10



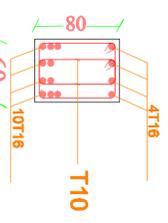
Coupe A-A



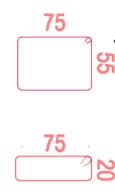
Cad / Ep T10



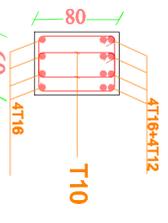
Coupe B-B



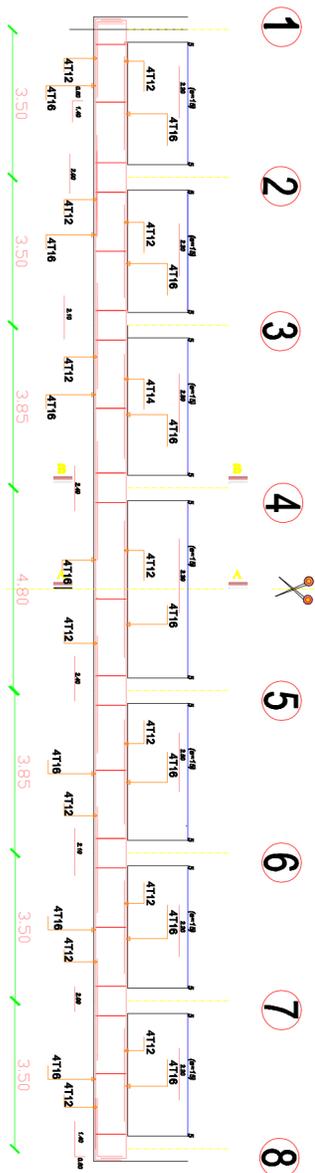
Cad / Ep T10



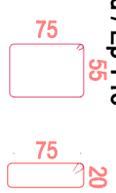
Coupe A-A



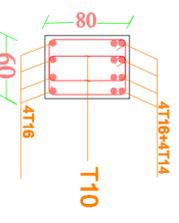
● Coffrage et ferrailage des Nervures longitudinales(60x80) pour les pivots B,C,D,E,F



Cad / Ep T10



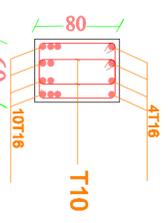
Coupe A-A



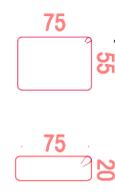
Cad / Ep T10



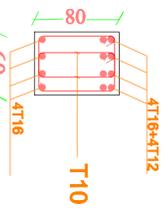
Coupe B-B



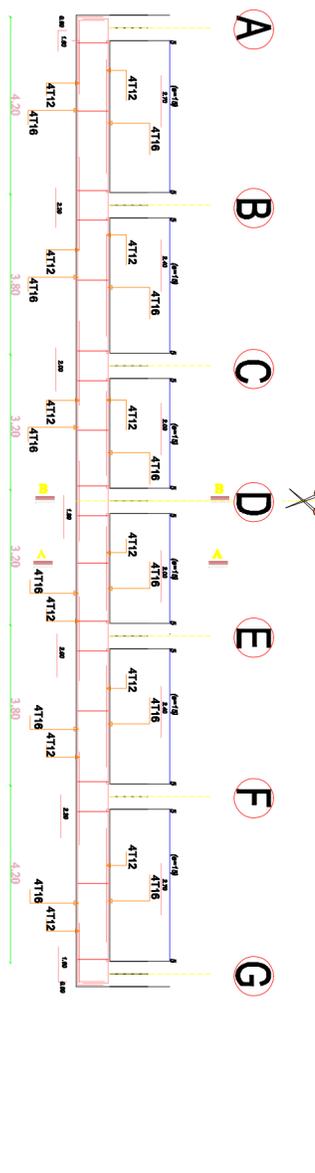
Cad / Ep T10



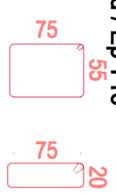
Coupe A-A



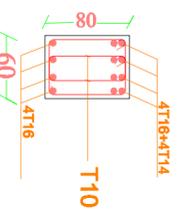
● Coffrage et ferrailage des Nervures longitudinales(60x80) pour les fils 1,2,7,8



Cad / Ep T10



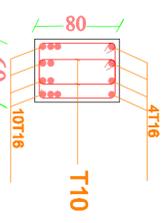
Coupe A-A



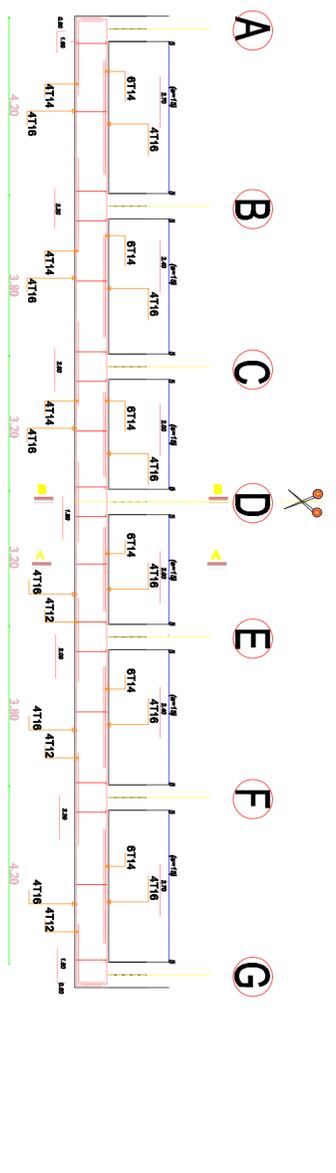
Cad / Ep T10



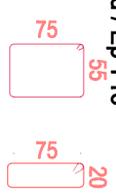
Coupe B-B



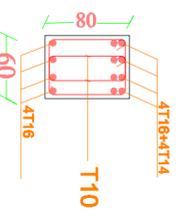
● Coffrage et ferrailage des Nervures longitudinales(60x80) pour les fils 3,4,5,6



Cad / Ep T10



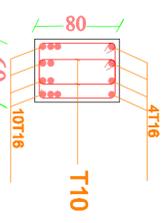
Coupe A-A



Cad / Ep T10

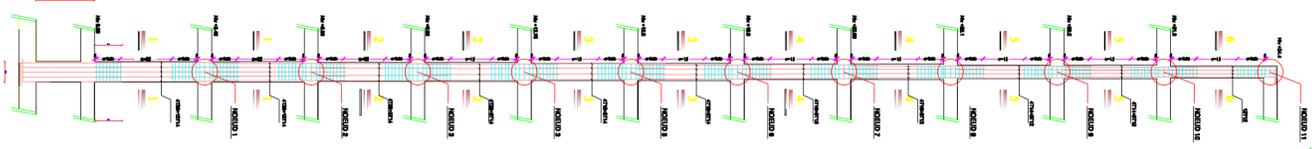


Coupe B-B

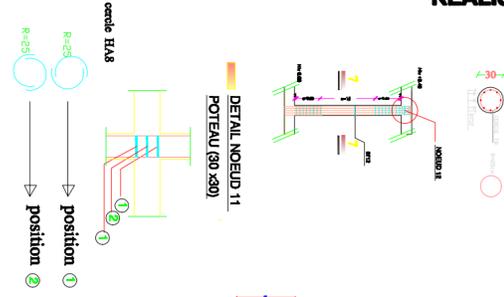


 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE DE TLEMCEEN FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA	
FERRAILAGE DES NERVURES Du RADIER	Planché n° 01
Présenté par: ● AINI MOHAMMED EL AMINE ● BERRI ACHOUAK	Encadré par: ● Mr : F.B. HOUTI ● Mr : BENAMAR
PLANCHES 1/25 06/2020	Date 06/2020
REVISIONS n° _____ _____ _____ _____ _____	DATE _____ _____ _____ _____ _____

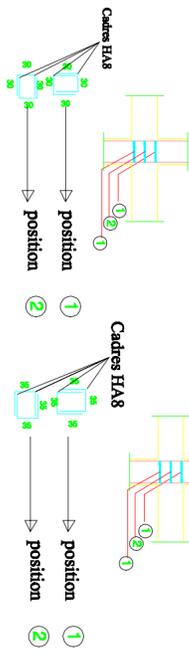
PLAN ferrillage DES Poteaux:



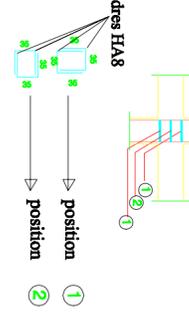
PLAN ferrillage poteau GALERIE:



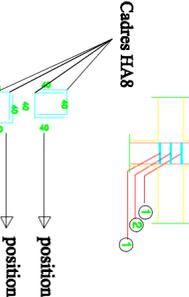
DETAIL NOEUD 11
POTEAU (95 x85)



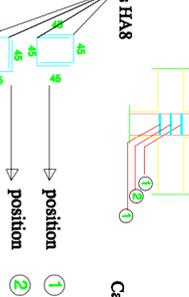
DETAIL NOEUD 9,10
POTEAU (40 x40)



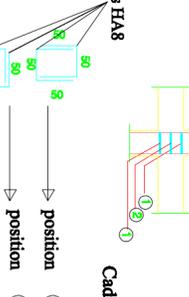
DETAIL NOEUD 7,8
POTEAU (45 x45)



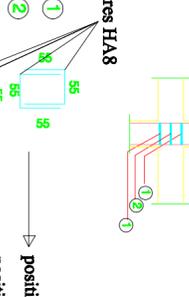
DETAIL NOEUD 5,6
POTEAU (50 x50)



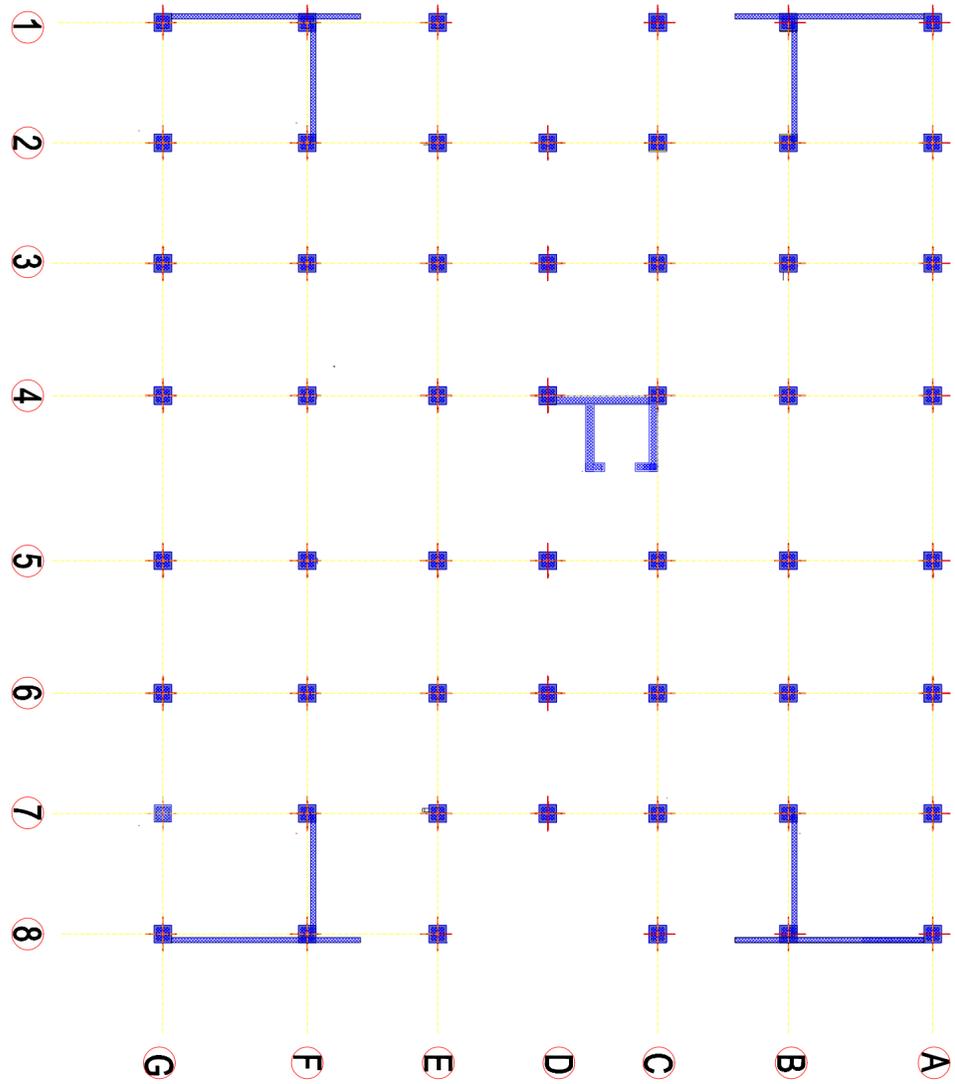
DETAIL NOEUD 3,4
POTEAU (55 x55)



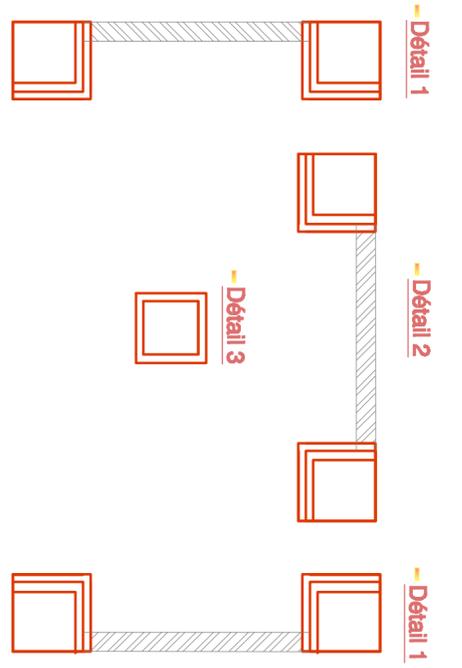
DETAIL NOEUD 1,2
POTEAU (60 x60)



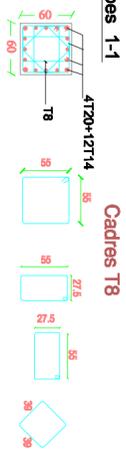
Repérage des poteaux:



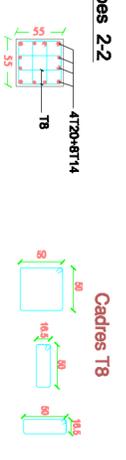
Détail Raccourcissement des Poteaux



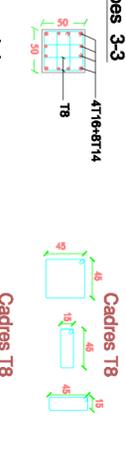
Coupes 1-1
4120x12114



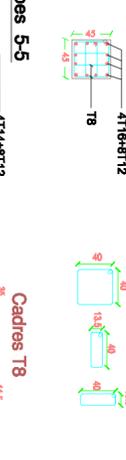
Coupes 2-2
4120x8114



Coupes 3-3
4116x8114



Coupes 4-4
4116x8112



Coupes 5-5
4114x8112



Coupes 6-6
12112



DOSSIER D' EXECUTION

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE DE TLEMCEN FACULTER DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA	
-ferrillage et coffrage des poteaux	
Présenté par: AMIN MOHAMMED EL ANDRI BERRI ACROUAK	Encadré par: Mr. ER HOULI Mr. BERNAIAK
PLANCHES 01	Phanche n°: 01
Date: 06/2020	Echelle: 1/25
N°: _____	DATE: _____

Voile V3, V6, V7, V8 (e=15 étage courant p=18 RDC)

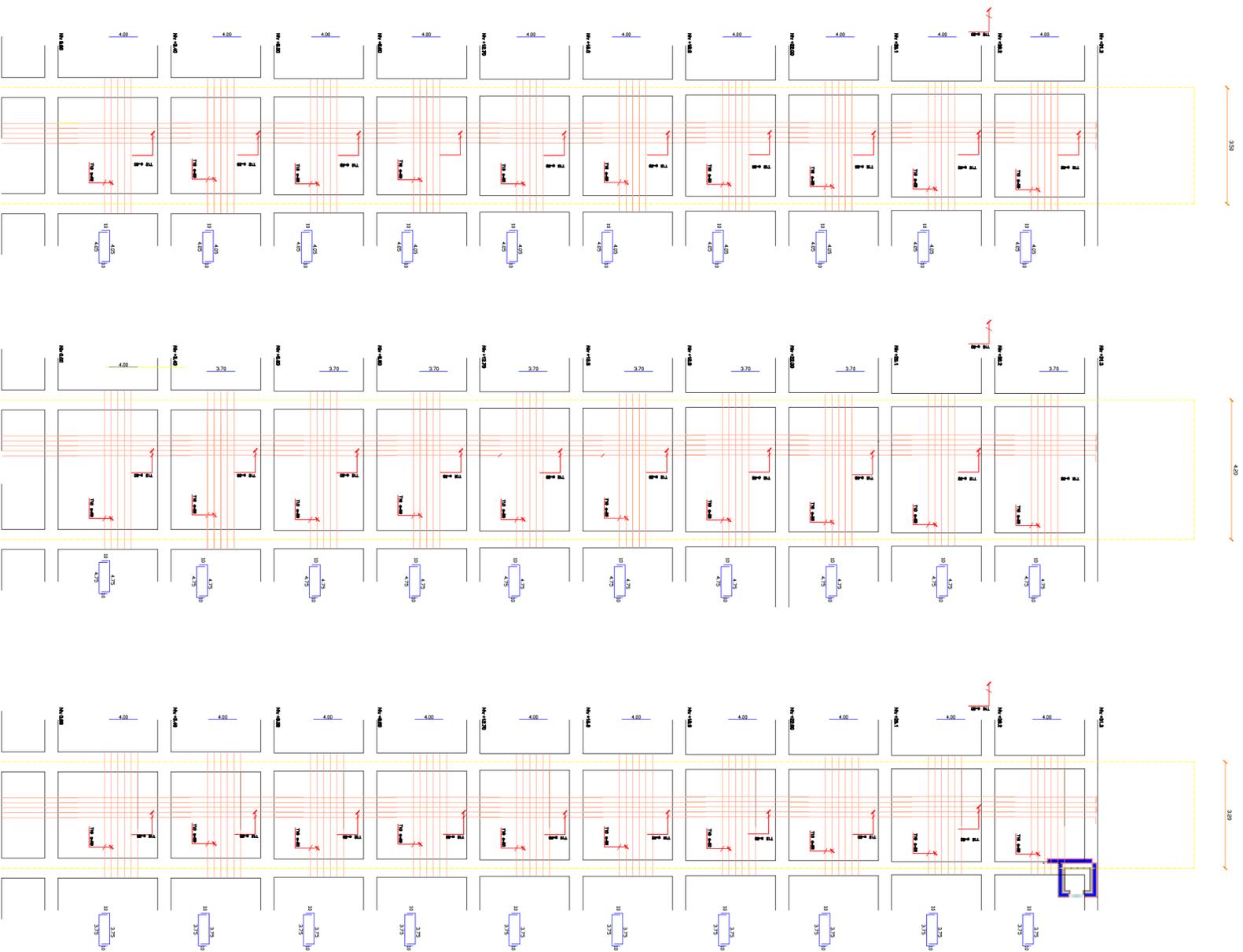
C D

Voile V1, V2, V3, V4 (e=15 étage courant p=18 RDC)

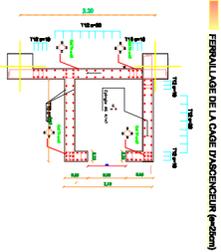
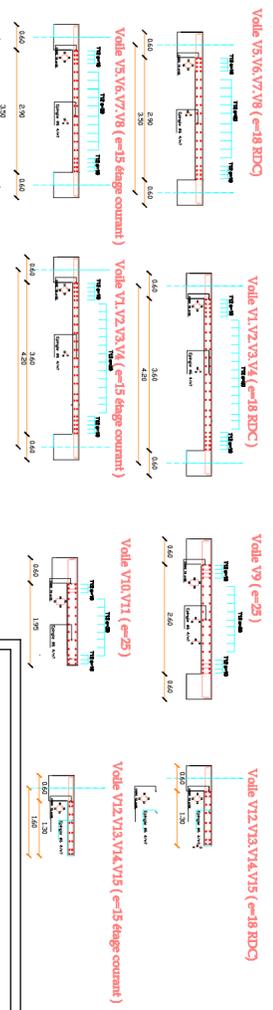
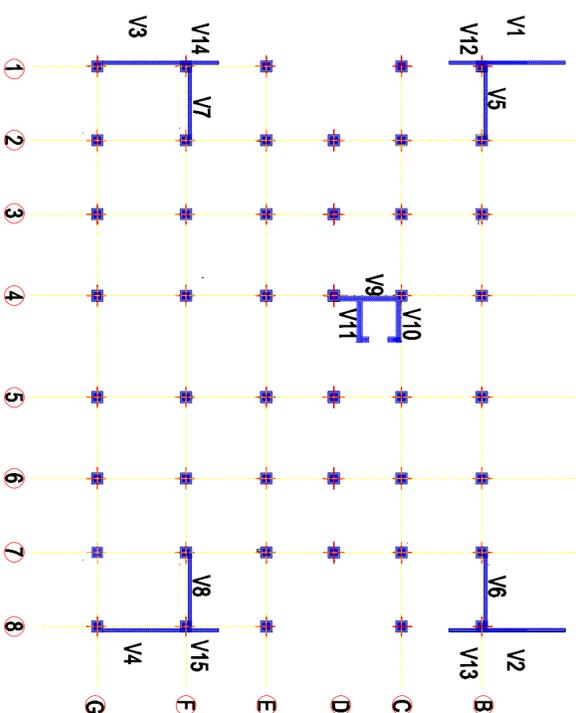
A D

Voile V9 (e=25)

C D



Repérage des Voies



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE DE TLEMCEEN
FACULTER DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA

PLANCHES

01
Date 06/2020

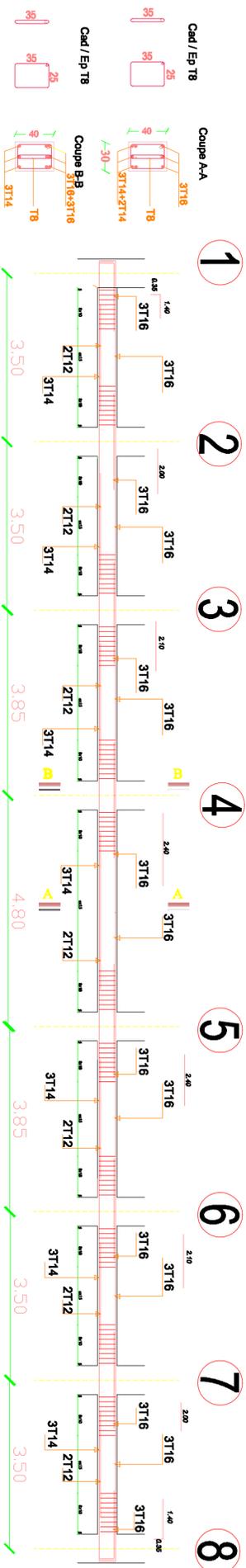
Présenté par: AINI MOHAMMED EL AMINE
Encadré par: M. F.B. HOULTI
BERRI ACHOUAK M. : BENAMAR

DOSSIER D' EXECUTION

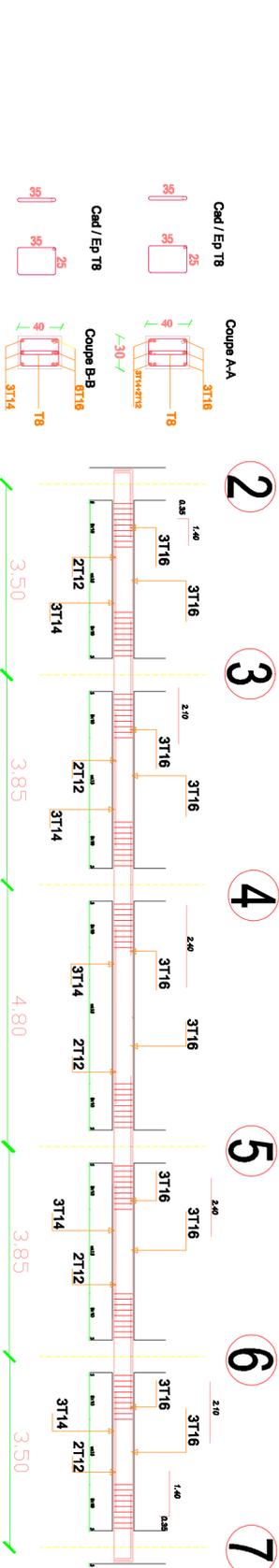
REVISIONS N°	DATE

Coffrage et ferrailage des poutres principal longitudinales (30x40) du troisième étage au neuvième

Type1

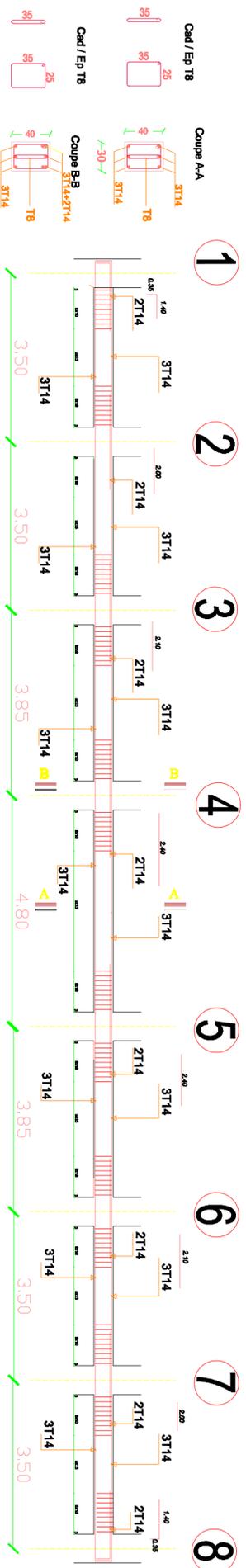


Type2

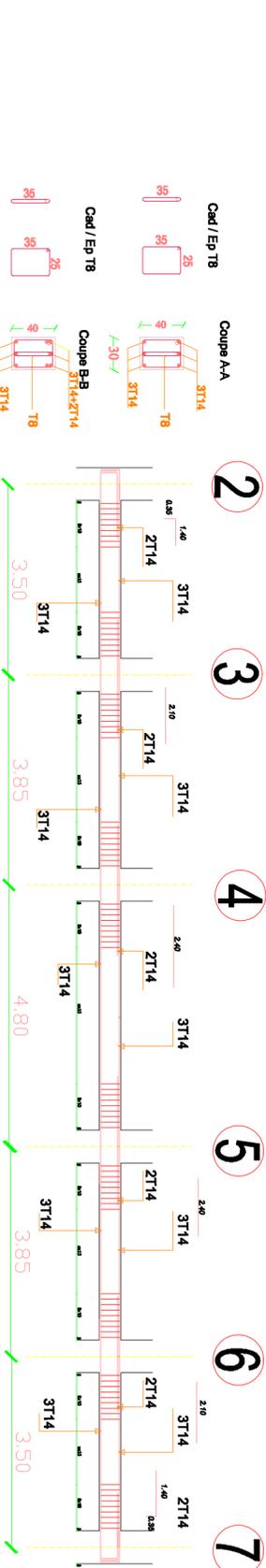


Coffrage et ferrailage des poutres principal longitudinales (30x40) du premier étage au deuxième

Type1



Type2

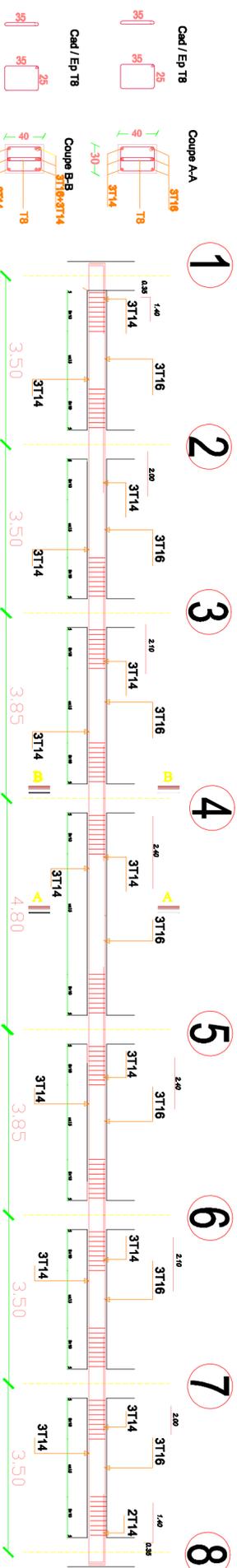


DOSSIER D' EXECUTION

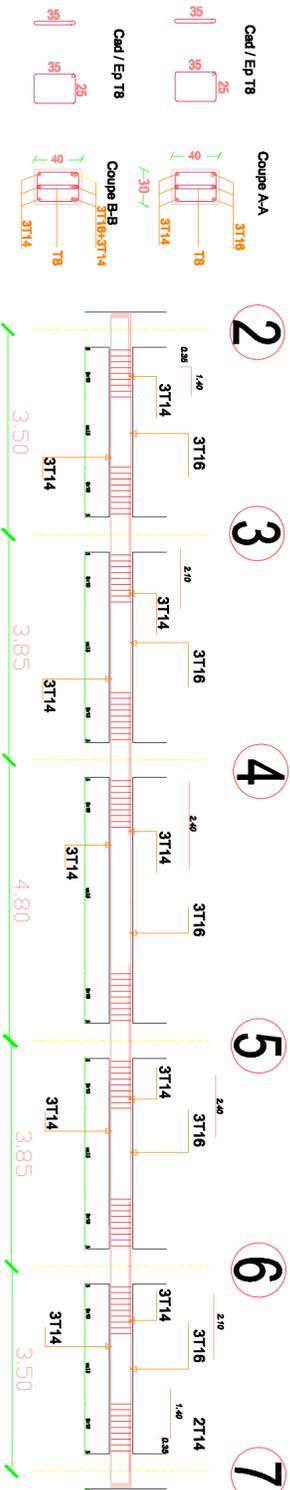
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE DE TLEMCEN FACULTER DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA	
Présenté par: ADNI MOHAMMED EL AMINE BERRI ACHOUAK		Encadré par: Mf : F.B. HOULTI Mf : BENVAMAR	
PLANCHES -ferrailage et coffrage des poutres principaux (30*40) étage courant		Planché n°: 01	Echelle: 1/25
REVISIONS		DATE	Date: 06/2020

Coffrage et ferrailage des poutres principales (30x40) Terrasse

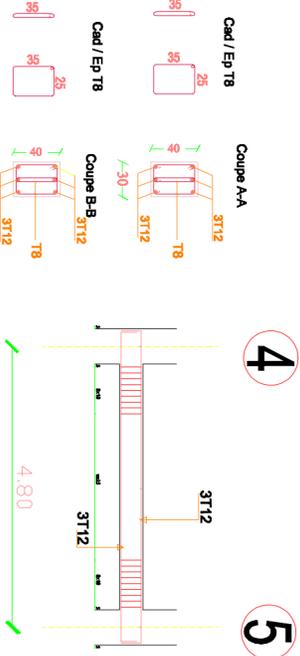
Type1



Type2



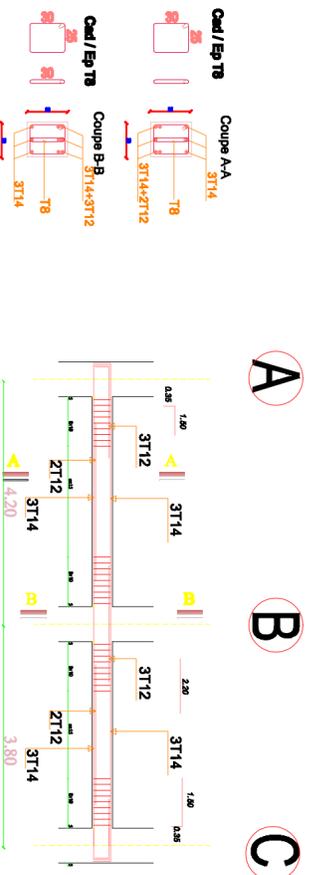
Coffrage et ferrailage des poutres principal longitudinales(30x40) Buanderie



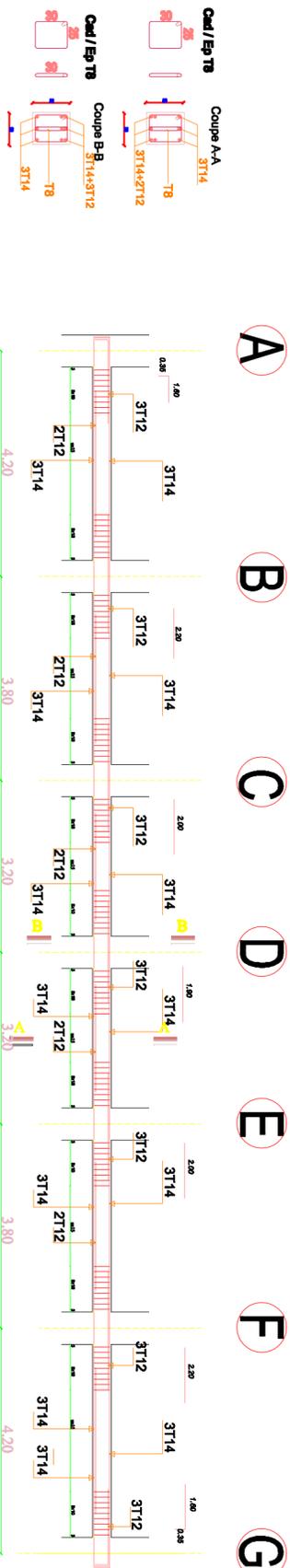
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		UNIVERSITE DE TLEMCEN FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA			
PLANCHES -ferrailage et coffrage des poutres principaux (30*40) Terrasse +Buanderie		Planche n° 01	Echelle 1/25
Présenté par: ● ANI MOHAMMED EL AMINE ● BERRI ACHOUAK		Encadré par: ● Mr. : F.B. HOUTI ● Mr. : BENAMAR	
REVISIONS N°	DATE		

● Coffrage et ferrailage des poutres secondaire longitudinales (30x35) du troisième étage au neuvième

Type1

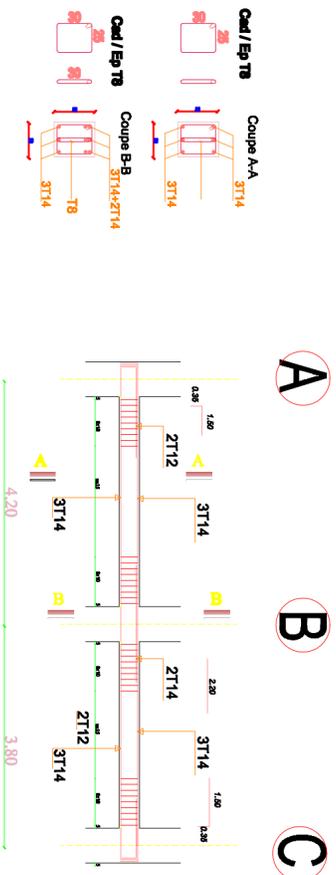


Type2

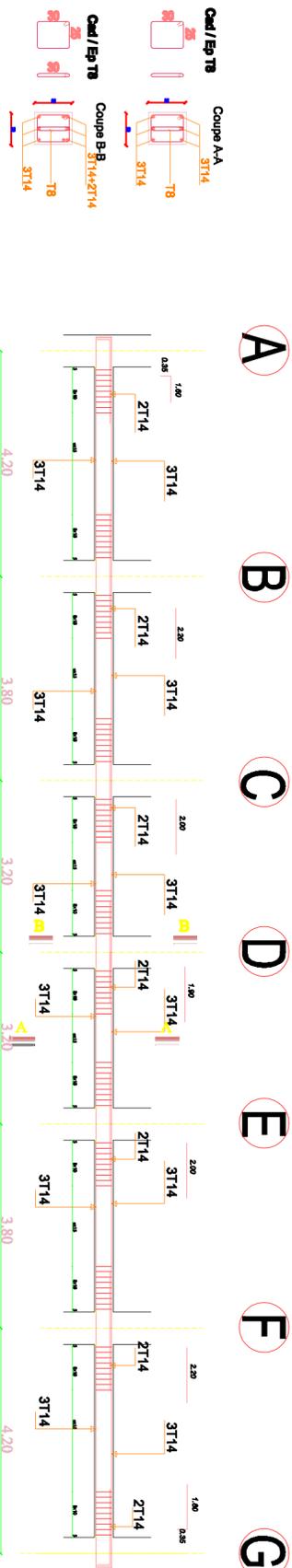


● Coffrage et ferrailage des poutres secondaire ongtitudinales (30x35) du premier étage au deuxième

Type1



Type2



DOSSIER D' EXECUTION

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTER DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA

PLANCHES
-ferrailage et coffrage des poutres secondaires (30*35) étage courant

Plancher n°

Ech 1/25

Date 06/2020

Présenté par:

● AINI MOHAMMED EL AMINE
● BERRI ACHOUAK

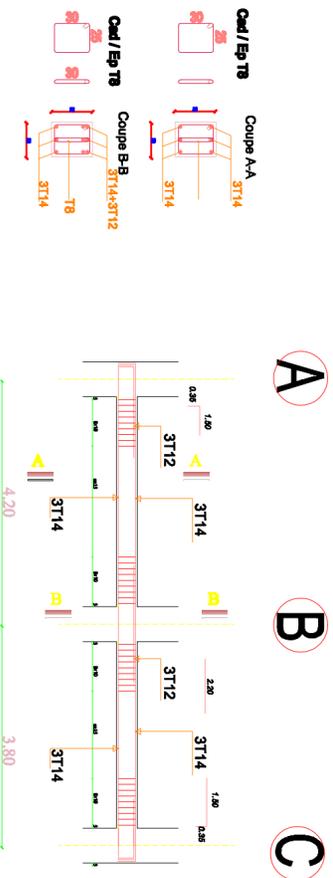
Encadré par:

● Mr : F.B. HOULTI
● Mr : BENAMAR

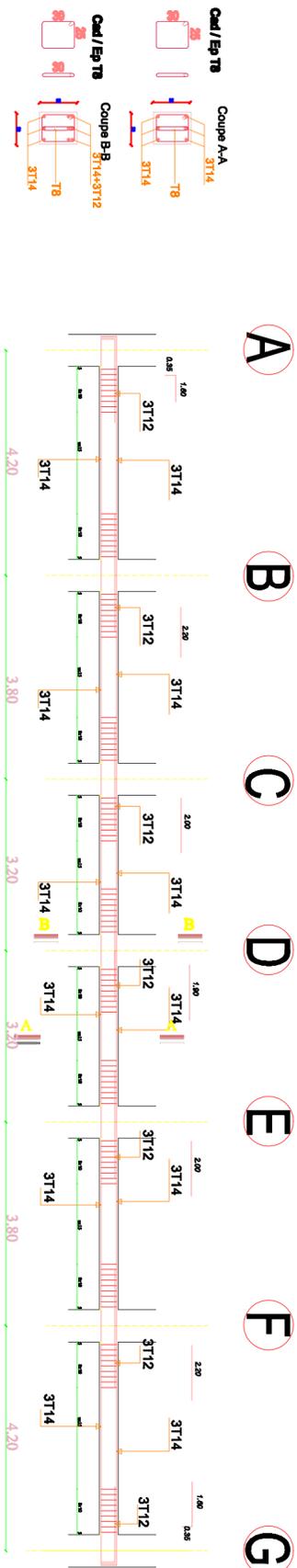
REVISIONS N° DATE

● Coffrage et ferrailage des poutres secondaire longitudinales (30x35) Terrasse

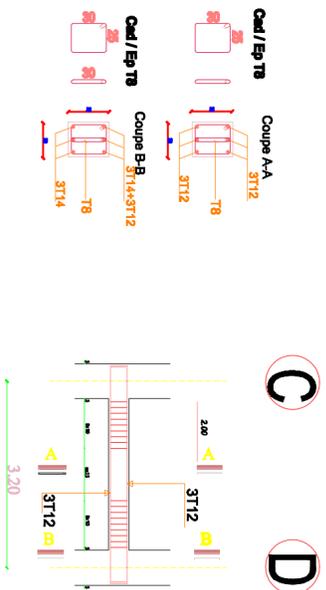
Type1



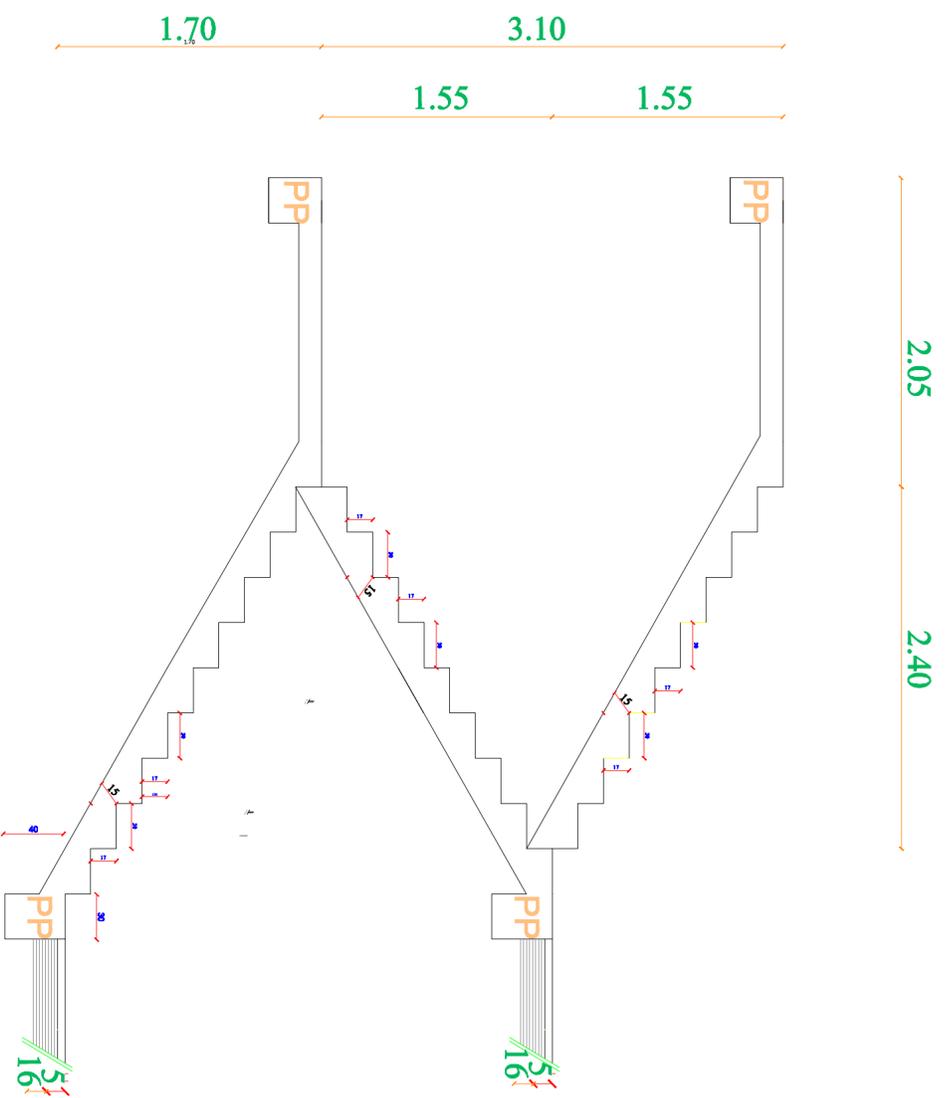
Type2



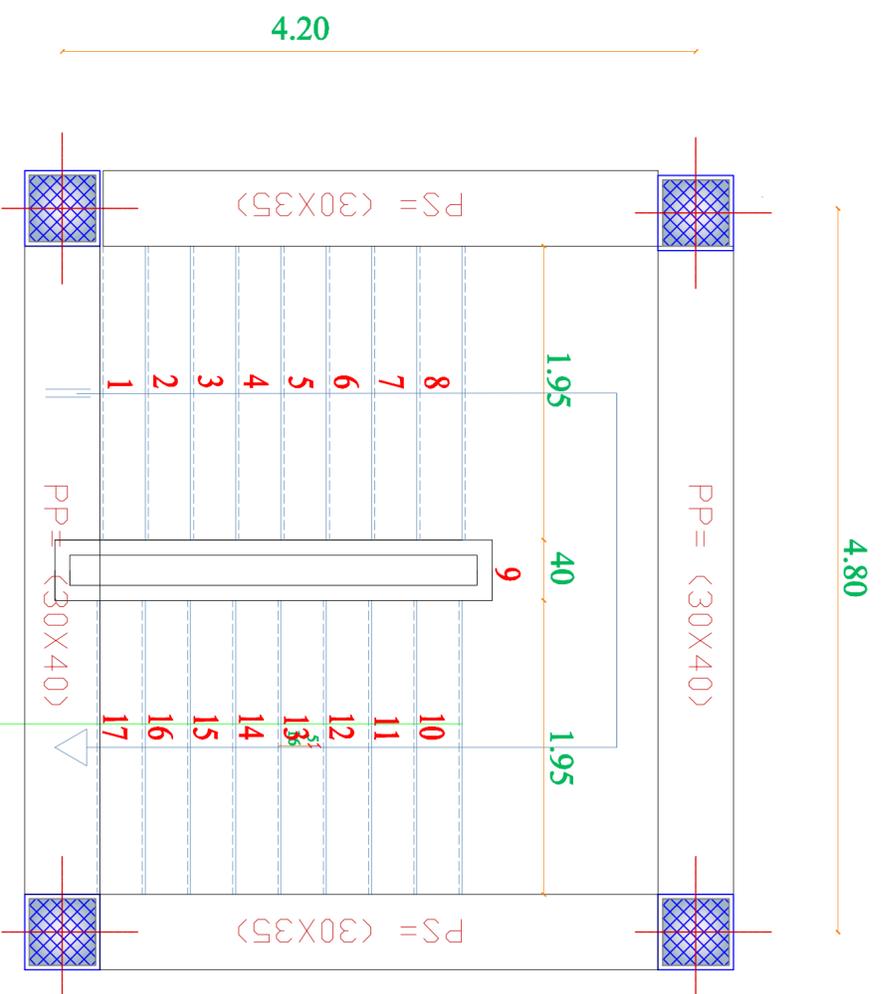
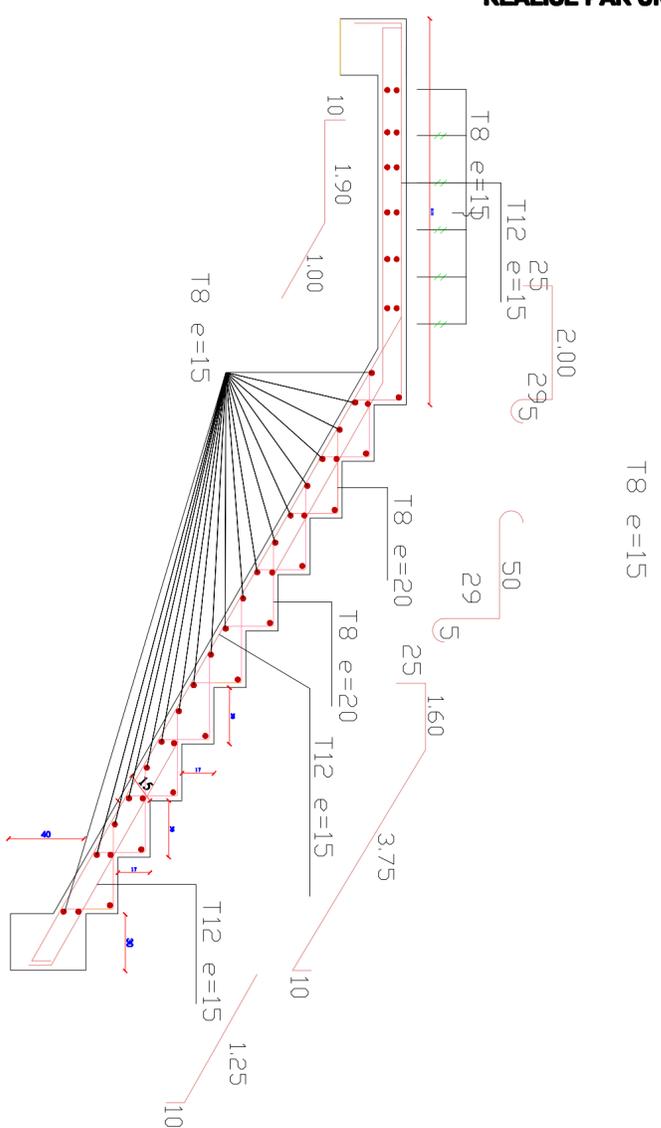
● Coffrage et ferrailage des poutres secondaire longitudinales (30x35) Buanderie



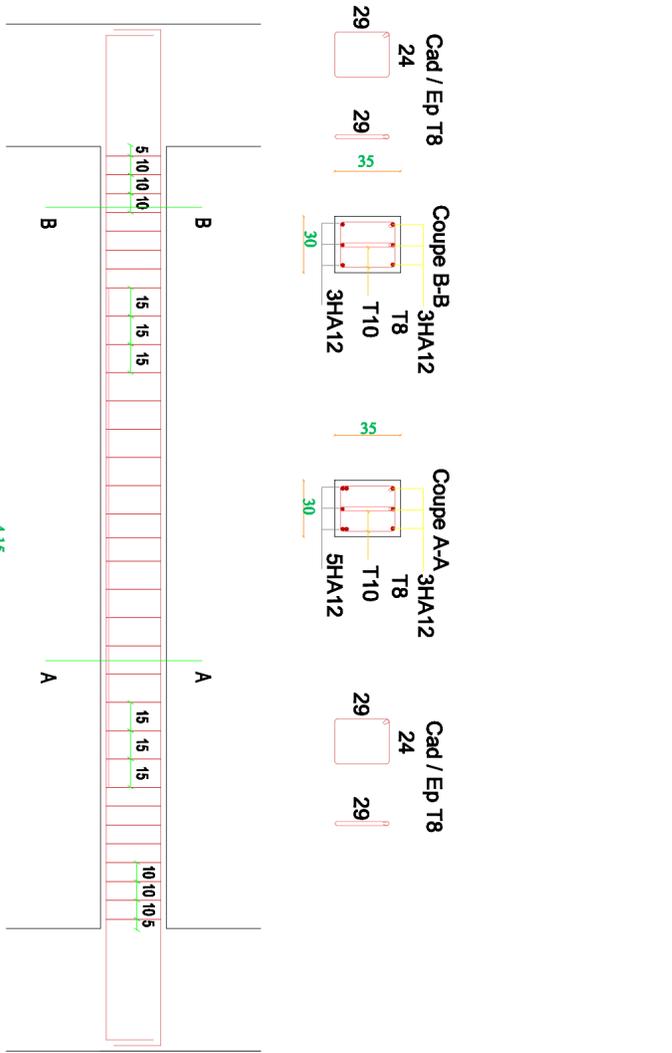
<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</p> <p>UNIVERSITE DE TLEMCEN FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p>		<p>Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA</p>													
<p>PLANCHES</p> <p>-ferrailage et coffrage des poutres secondaires (30*35) Terrasse +Buanderie</p>		<p>Planche n°</p> <p>01</p>	<p>Edh</p> <p>1/25</p>												
<p>Présenté par:</p> <p>● ALNI MOHAMMED EL AMINE ● BERRI ACHOUAK</p>		<p>Encadré par:</p> <p>● Mr : F.B. HOUDI ● Mr : BENVAMAR</p>													
<p>REVISIONS</p> <table border="1"> <tr> <th>N°</th> <th>DATE</th> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>		N°	DATE											<p>DATE</p> <p>06/2020</p>	
N°	DATE														



Coupes Plancher(1-1)



VUE EN PLAN



Ferrailage de la Poutre Palière (30x35)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTER DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET:
Etude technico-économique d'un bâtiment (RDC+09 étages) en béton armé à usage d'habitation et commerce à GUELMA

PLANCHES
- Plan ferrailage escalier

Planche n°: 01
Echelle: 1/100
Date: 06/2020

Présenté par: AINI MORAMMAD EL AMINE, BERREZ ACHOUAK
Encadré par: M. F.B. HOULTI, M. BERRAMAR

DOSSIER D'EXECUTION

REVISIONS N°	DATE