

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

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



Mémoire d'Obtention du Diplôme  
Du MASTER en Génie civil  
Option : structures

Thème:

**ETUDE TECHNICO-MANAGERIALE D'UN BATIMENT  
A USAGE MULTIPLE « RDC+9 ETAGES » EN BETON ARME  
SITUE A OULED MIMOUN**

**Présenté en Juin 2017 par :**

**DJADOUDI Youssouf**

**Devant le Jury composé de :**

Mme HAKIKI .K  
Mme BENMANSOUR .N  
Mr HAMZAOUI .F  
Mr HASSAINE .N  
Mr BENAMAR .A

Président  
Examinatrice  
Examineur  
Encadrant  
Encadrant

**Année universitaire : 2017-2018**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu notre créateur de nous a donné les forces, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

L'élaboration de ce document ne peut être possible sans l'œuvre conjuguée des uns et des autres. A cet effet, je tiens à extérioriser toutes mes reconnaissances et mes sincères remerciements à mes encadreurs : Mr HASSAINE. N et Mr BENAMAR. A pour m'avoir accepté en projet de fin d'études, pour leurs conseils du début à la fin de ce travail.

Nous tenons également à remercier messieurs les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de siéger notre soutenance, tout particulièrement : Mme BENMANSOUR. N et Mr HAMZAOUI. F.

Un grand merci pour les ingénieurs de CTC : Mr OUAHRANI. A, Mr ONSOR. M et Mr BENYAKOUB. A de m'avoir aidé dans la collecte des informations durant toute la période de mon projet de fin d'étude.

Pour terminer, un grand merci à l'équipe enseignante de département de GC pour la qualité de l'enseignement qui nous a été dispensé, ainsi qu'à mes camarades de promotion pour l'ambiance et la convivialité dans laquelle nous avons étudié durant ces cinq années.

## **DEDICACE**

Je dédie ce modeste travail à:

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

Que dieu me les gardes et les protège.

Mes très chers frères Abd ali et Fayza à qui je dois tout l'amour, avec tous mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies.

Toute ma famille DJADOUDI, notamment ma mère qui ma aider à poursuivre mes études.

Tous les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet de fin d'étude : « Youbi, Amine, Abderrahman, Issam ».

Toute la promotion sortante : 2017-2018 « Ingénieur des structure ».

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

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

**DJADOUDI Youssouf**

## *RESUME*

Ce projet présente une étude technico-managériale d'un immeuble en béton armé à usage d'habitation, bureaux, commerce composé de RDC+9étages.

La structure est implantée dans la commune OULED MIMOUN wilaya de Tlemcen, zone de faible sismicité (Zone I).

Tout le long de notre étude, nous sommes passé par plusieurs étapes :

Le pré-dimensionnement, la descente de charge, calcul des éléments secondaires, l'analyse modale et le calcul sismique pour passer après à l'étude des éléments principaux, afin d'effectuer une planification pour avoir un devis quantitatif et estimatif du coût et délai.

Tous les calculs sont faits en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé : (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

**Mots clefs :** Structure, Béton armé, Séisme, Management, règlement.

## *Abstract*

This Project presents a technical-managerial study of a reinforced concrete building for residential use, offices, trade consisting of DRC + 9 floors.

The structure is located in the municipality OULED MIMOUN wilaya of Tlemcen, area of low seismicity 'zone I)

Throughout our study, we went through several stages :

The pre-dimensioning, the loading descent, calculation of the secondary elements, the modal analysis and the seismic computation to pass after the study of the main elements, in order to carry out an economic and general study of this project which allowed us to plan for goals in time and cost.

All calculations are done taking into account the rules for calculation and verification of reinforced concrete : (RPA99-V2003, BAEL91 modified99)

**Keywords :** structure, reinforced concrete, earthquakes, planning, regulation.

## *المخلص*

يقدم هذا المشروع دراسة تقنية إقتصادية لمبنى خرساني مقوى للاستخدام السكني والمكاتب والتجارة التي تتكون من 9 طوابق.

يقع المبنى في بلدية ولاد ميمون ولاية تلمسان، منطقة منخفضة النشاط الزلزالي "المنطقة الأولى"

خلال دراستنا، مررنا بعدة مراحل:

الأبعاد السابقة، وحجم التحميل، وحساب العناصر الثانوية، والتحليل النموذجي والحساب الزلزالي للمرور بعد ذلك الى دراسة العناصر الرئيسية، من أجل القيام بدراسة اقتصادية وعامة لهذا المشروع الذي سمح لنا بوضع مخطط لبلوغ الأهداف في الوقت والتكلفة.

يتم إجراء جميع الحسابات مع الأخذ بعين الاعتبار قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة

(RPA99-V2003, BAEL91 modified99)

**الكلمات الرئيسية:** الهيكل، الخرسانة المسلحة، الزلزال، التخطيط، التنظيم.

**Key Works :** Building, Reinforced concrete, Seism, Management.

# SOMMAIRE

## **Chapitre I : présentation du projet**

I.	Conception d'un projet de génie civil : .....	1
I.1	Introduction : .....	1
I.2	Implantation de l'ouvrage : .....	2
I.3	Présentation du bâtiment : .....	2
I.4	Caractéristiques géométriques de la structure : .....	3
I.4.1	Dimension en plan : .....	3
I.4.2	Dimension en élévation : .....	3
I.5	Conception de l'ouvrage : .....	3
I.5.1	Ossature : .....	3
I.5.2	Planchers : .....	3
I.5.3	Escaliers : .....	4
I.5.4	Ascenseur : .....	4
I.5.5	Maçonnerie : .....	4
I.5.6	Revêtement : .....	5
I.5.7	Isolation : .....	5
I.5.8	Acrotères : .....	5
I.5.9	Fondation : .....	5
I.5.10	Caractéristiques géotechniques du sol : .....	5
I.6	Caractéristique des matériaux : .....	5
I.6.1	Béton : .....	6
I.7	Résistance du béton : .....	8
I.7.1	Résistance du béton à la compression : .....	8
I.7.2	Résistances caractéristiques à la traction : .....	8
I.7.3	Coefficient de poisson : .....	10
I.7.4	Modules d'élasticité : .....	10
I.7.5	Dilatation : .....	10
I.8	Aciers pour béton armé : .....	11
I.8.1	Description des différents types d'aciers : .....	11
I.8.2	Caractéristiques technologiques des aciers : .....	11
I.9	Notions des états limite : .....	12
I.9.1	Etat limite ultime (E.L.U) : .....	12
I.9.2	Etat limite de service (E.L.S) : .....	12
I.10	Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites : .....	12

I.10.1	Etat limite ultime : .....	12
I.10.2	Etat limite de service : .....	13
I.11	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés : .....	13
I.11.1	Le béton : .....	13
I.11.2	L'acier : .....	13
I.11.3	Contrainte limite : .....	13

## **Chapitre II : descente des charges et prédimensionnement**

I.1	Introduction : .....	14
I.2	Détermination de l'épaisseur du plancher : .....	14
I.3	Descente de charges : .....	14
I.3.1	But : .....	14
I.3.2	Actions permanentes : .....	15
I.3.3	Plancher terrasse inaccessible : .....	15
I.3.4	Plancher R.D.C et étage courant : .....	16
I.3.5	Balcon : .....	16
I.3.6	Murs de façade (extérieur) : .....	17
I.3.7	Murs intérieurs : .....	17
I.3.8	Surcharges d'exploitation : .....	18
I.4	Prédimensionnement des poutres : .....	18
I.4.1	Poutres principales : .....	18
I.4.2	Poutres secondaires : .....	19
I.5	Pré dimensionnement des poteaux : .....	19
I.5.1	Vérification des conditions de RPA 99-V-2003 : .....	21
I.5.2	Vérification du poteau au flambement : .....	21
I.5.3	Récapitulation de prédimensionnement des poteaux : .....	22
I.6	Prédimensionnement des murs voiles : .....	22

## **Chapitre III : Etude des planchers**

I.	Introduction : .....	24
I.1	Dimensionnement des poutrelles : .....	24
I.1.1	Calcul de la largeur (b) de la poutrelle : .....	25
I.1.2	Types des poutrelles : .....	25
I.1.3	Evaluation des charges sur les poutrelles : .....	26
I.1.4	Méthode de calcul : .....	26
I.1.5	Principe de la méthode des trois moments : .....	26
I.1.6	Détermination des efforts internes : .....	26
I.1.7	Calcul du ferrailage des poutrelles : .....	30



I.1.8	Calcul des armatures transversales : .....	35
I.1.9	Calcul des espacements des cadres : .....	35
I.1.10	Vérification : .....	35
I.1.11	Ancrage des armatures tendues : .....	36
I.1.12	Ferraillage de tous les types des poutrelles : .....	38
I.2	Etude des balcons : .....	38
I.2.1	Détermination de l'épaisseur de la dalle : .....	38
I.2.2	Combinaisons d'action : .....	39
I.2.3	Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants : .....	39
I.2.4	Récapitulation des moments et des efforts tranchants : .....	40
I.2.5	Détermination du ferraillage de la dalle pleine balcon : .....	40
I.2.6	Vérification : .....	41
I.2.7	Récapitulation du ferraillage de la dalle pleine balcon : .....	42

#### **Chapitre IV : Etude des éléments secondaires**

I.1	Etude des escaliers : .....	44
I.1.1	Introduction : .....	44
I.1.2	Terminologie : .....	44
I.1.3	Dimension des escaliers : .....	44
I.1.4	Evaluation des charges et des surcharges : .....	46
I.1.5	Les types des escaliers : Type 1 : (RDC ; 1 <sup>er</sup> étage ; 2...9 <sup>eme</sup> ) .....	47
I.1.6	Détermination des efforts internes des escaliers : .....	47
I.1.7	Détermination du ferraillage des escaliers : .....	51
I.1.8	Etude de la poutre palière : .....	55
I.1.9	Calcul des sollicitations: .....	56
I.1.10	Calcul du ferraillage de la poutre palière : .....	56
I.1.11	Vérification : .....	58
I.1.12	Armatures transversales $A_t$ : .....	59
I.1.13	Calcul d'espacement des cadres : .....	59
I.2	Etude DE L'ACROTERE : .....	60
I.2.1	Introduction : .....	60
I.2.2	Principe de calcul : .....	60
I.2.3	Poids propre de l'acrotère : .....	61
I.2.4	Calcul des Sollicitations : .....	61
I.2.5	Calcul de l'excentricité : .....	61
I.2.6	Détermination du ferraillage de l'acrotère : .....	62
I.3	Etude de l'ascenseur : .....	66
I.3.1	Introduction : .....	66

I.3.2	Épaisseur de la dalle d'ascenseur : .....	67
I.3.3	Evaluation des charges : .....	67
I.3.4	Vérification au poinçonnement : .....	67
I.3.5	Evaluation des moments : .....	68
I.3.6	Calcul du ferrailage de la dalle : .....	71

### **Chapitre V : Etude dynamique**

I.1	Introduction : .....	76
I.2	Objectif de l'étude dynamique : .....	76
I.3	Modélisation de la structure étudiée : .....	76
I.4	Méthodes de calcul : .....	76
I.4.1	Méthode statique équivalente : .....	76
I.4.2	Méthode d'analyse modale spectrale : .....	77
I.5	Combinaisons d'action : .....	77
I.6	Détermination de la force sismique totale V : .....	78
I.7	Analyse des modèles : .....	85
I.7.1	Dispositions des voiles : .....	85
I.7.2	Vérification du coefficient de comportement R : .....	86
I.7.3	Poids total de la structure W : .....	87
I.7.4	Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) : .....	88
I.7.5	Résultante des forces sismiques de calcul : .....	89
I.7.6	Caractéristiques géométriques et massiques de la structure : .....	89
I.8	Calcul des déplacements [Art 4.4.3. RPA99 V 2003] : .....	90
I.9	Vérification de l'effet P-Delta : .....	91
I.10	Stabilité au renversement : .....	92
I.11	Conclusion : .....	93

### **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

1.1	Introduction : .....	94
1.2	Les poteaux : .....	94
1.2.1	Combinaisons des charges : .....	94
1.2.2	Vérification spécifique sous sollicitations normales : .....	94
1.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes : .....	96
1.2.4	Calcul du ferrailage longitudinal : .....	98
1.2.5	Calcul du ferrailage transversal : .....	101
1.2.6	Recouvrement : .....	102
1.3	Les poutres : .....	103
1.3.1	Combinaisons des charges : .....	103

1.3.2	Recommandation du RPA99-V-2003 : .....	103
1.3.3	Ferraillages des poutres principales : .....	103
1.3.4	Ferraillages des poutres secondaires : .....	107
1.3.5	Recouvrement : .....	111
1.4	Les murs voiles : .....	111
1.4.1	Introduction : .....	111
1.4.2	Le système de contreventement : .....	112
1.4.3	Conception : .....	112
1.4.4	Principe de calcul : .....	112
1.4.5	Combinaison d'action : .....	113
1.4.6	Caractéristiques des murs voiles : .....	113
1.4.7	Sollicitations des murs voiles : .....	113
1.4.8	Ferraillage des murs voiles : .....	114
1.4.9	Récapitulation du ferraillage des murs voiles : .....	115
1.4.10	Calcul des armatures horizontales: .....	115
1.4.11	Calcul des armatures transversales : .....	116
1.4.12	Espacement : .....	116
1.4.13	Longueur de recouvrement : .....	117
1.4.14	Vérification des contraintes tangentielles : .....	117

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

I.1	Introduction : .....	118
I.2	Types de fondation : .....	118
I.3	Choix du type de fondation : .....	118
I.4	Condition à vérifier : .....	118
I.5	Définition de radier : .....	118
I.6	Calcul de l'infrastructure : .....	119
1.6.1	Prédimensionnement du radier : .....	119
1.6.2	Vérification au poinçonnement : .....	119
1.6.3	Vérification de la contrainte du sol : .....	119
1.6.4	Les sollicitations du radier : .....	120
1.6.5	Calcul du ferraillage de la dalle : .....	122
1.6.6	Calcul du ferraillage de la nervure : .....	127

## **Chapitre VIII : Etude Managériale**

I.1	Introduction : .....	131
I.2	Cycle de vie d'un projet de construction : .....	131
I.3	Planification de notre projet : .....	132

I.4	Etablir les priorités du projet (PP) : .....	133
I.4.1	Works breakdown structure (WBS) : .....	133
I.4.2	Organisationnel breakdown structure (OBS) : .....	133
I.4.3	Diagramme de Gantt : .....	134
I.4.4	Coût estimatif des travaux de réalisation « RDC+9 étages » à OULED MIMOUN:.....	135
I.6	Conclusion.....	136

**Conclusion générale**

**Références bibliographiques**

**Annexe A**

**Annexe B**

**Annexe C**

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1 :</b> plan de situation .....	2
<b>Figure I.2 :</b> plan de masse .....	3
<b>Figure II.3 :</b> plancher terrasse inaccessible .....	15
<b>Figure II.4:</b> plancher étage courant .....	16
<b>Figure II.5:</b> remplissage extérieur .....	17
<b>Figure II.6:</b> la section la plus sollicitée du poteau .....	19
<b>Figure II.7:</b> Coupe des murs voiles en élévation .....	23
<b>Figure III.8:</b> schéma d'un plancher à corps creux .....	24
<b>Figure III.9:</b> Schéma statique de la poutrelle (Type 03).....	26
<b>Figure III.10:</b> Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants 1 <sup>er</sup> étage (Type 03).....	29
<b>Figure III.11</b> dimension d'une poutrelle .....	31
<b>Figure III.12:</b> La coup de ferrailage sur appui.....	37
<b>Figure III.13:</b> La coup de ferrailage sur travée .....	37
<b>Figure III.14:</b> Ferrailage de la dalle pleine balcon .....	43
<b>Figure IV.15:</b> schéma d'un escalier.....	44
<b>Figure IV.16:</b> la coupe horizontale d'un escalier .....	47
<b>Figure IV.17:</b> schéma statique d'un escalier .....	47
<b>Figure IV.18:</b> diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à E.L.U .....	48
<b>Figure IV.19:</b> diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à E.L.S.....	50
<b>Figure IV.20 :</b> la longueur de la poutre palière .....	55
<b>Figure IV.21:</b> Schéma de l'acrotère .....	60
<b>Figure IV.22:</b> Section de calcul du ferrailage .....	62
<b>Figure IV.23 :</b> dessin de ferrailage de l'acrotère.....	65
<b>Figure IV.24:</b> Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique .....	66
<b>Figure IV.25:</b> Chargement appliqué .....	68
<b>Figure V.26:</b> Spectre de réponse de calcul utiliser par le RPA.....	84
<b>Figure V.27:</b> disposition des voiles suivant X et Y.....	85
<b>Figure VI.28 :</b> la coupe d'un poteau de RDC .....	101
<b>Figure VI.29 :</b> les coupes de ferrailage d'une poutre principale .....	107
<b>Figure VII 30:</b> Déplacement $UZ$ .....	120
<b>Figure VII 31:</b> Moment $M11$ à l'ELU.....	121

<b>Figure VII 32:</b> Moment <i>M22</i> à l'ELU .....	121
<b>Figure VIII 33:</b> cycle de vie d'un projet [1] .....	131
<b>Figure VIII 34:</b> Les priorités du projet (PP) .....	133
<b>Figure VIII.35:</b> Matrice des priorités (MPP) .....	133
<b>Figure VIII 36:</b> Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS) .....	134
<b>Figure VIII 37:</b> Le processus de gestion des risques [2] .....	136

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: descente de charges d'un Plancher terrasse inaccessible .....	15
Tableau II.2: descente de charges d'un Plancher étage courant .....	16
Tableau II.3: descente de charges d'un Balcon.....	16
Tableau II.4: descente de charges d'un Murs extérieurs (double parois) .....	17
Tableau II.5: descente de charges d'un Murs intérieur (simple parois) .....	17
Tableau II.6: les différentes surcharges d'exploitation de bâtiment .....	18
Tableau II.7: Récapitulation de prédimensionnement des poteaux.....	22
Tableau II.8: Dimensions des murs voiles.....	23
Tableau III.1: Charges des poutrelles .....	26
Tableau III.2: Récapitulation de $M_{max}$ et $T_{max}$ des différents niveaux de bâtiment .....	30
Tableau III.3: L'ancrage des armatures des poutrelles.....	37
Tableau III.4: Récapitulation du ferrailage des poutrelles.....	38
Tableau III.5: Récapitulation de M et T de la dalle pleine balcon .....	40
Tableau III.6: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon.....	42
Tableau IV.1: descente des charges de paillasse.....	46
Tableau IV.2: descente des charges de palier .....	46
Tableau IV.3: calcul des sollicitations à E.L.U.....	48
Tableau IV.4: calcul des sollicitations à E.L.S .....	49
Tableau IV.5: sollicitation d'escalier .....	50
Tableau IV.6: le moment en travée et en appui .....	51
Tableau IV.7: Récapitulation du ferrailage des escaliers .....	55
Tableau IV.8: Détermination des efforts internes de la poutre palière.....	56
Tableau IV.9: Récapitulation du ferrailage de la poutre palière .....	60
Tableau IV.10: Calcul des sollicitations .....	61
Tableau IV.11: les Moments dus aux charges concentrées .....	70
Tableau IV.12: Moments isostatiques à l'ELU et ELS .....	70
Tableau IV.13: Récapitulation du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	76
Tableau V.1: Pénalité correspondante au critère de qualité.....	82
Tableau V.2: choix de la période pour le calcul de facteur dynamique D.....	83
Tableau V.3: Périodes et pourcentages de participation massique .....	87
Tableau V.4: Vérification sous chargement verticale .....	87
Tableau V.5: Vérification sous chargement horizontale suivant X .....	88
Tableau V.6: Vérification sous chargement horizontale suivant Y .....	88
Tableau V.7: Poids des différents planchers de la structure .....	89
Tableau V.8: Forces sismiques et efforts tranchants de chaque plancher .....	89
Tableau V.9: Réactions à la base obtenue par SAP2000.....	90
Tableau V.10: Vérification de la résultante des forces sismiques .....	91
Tableau V.11: Centre de masse de chaque étage de bâtiment .....	91
Tableau V.12: Vérification des déplacements de bâtiment (R=5) .....	91
Tableau V.13: Vérification de l'effet P-Delta suivant X (R=5).....	92
Tableau V.14: Vérification de l'effet P-Delta suivant Y (R=5).....	92
Tableau V.15: Stabilité de la structure au renversement (selon x-x) .....	93
Tableau V.16: Stabilité de la structure au renversement (selon y-y) .....	94

Tableau VI.1: Vérification spécifique des poteaux sous sollicitations normales .....	96
Tableau VI.2: Vérification spécifique des poteaux sous sollicitations normales .....	97
Tableau VI.3: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes .....	99
Tableau VI.4: Sollicitations des poteaux .....	100
Tableau VI.5: Sollicitations du poteau de RDC .....	100
Tableau VI.6: Ferrailage longitudinal des poteaux .....	102
Tableau VI.7: Ferrailage transversal des poteaux .....	103
Tableau VI.8: Longueurs de recouvrement .....	104
Tableau VI.9: Sollicitations des poutres principales .....	104
Tableau VI.10: Sollicitations de la poutre principale .....	105
Tableau VI.11: Récapitulation du ferrailage des poutres principales .....	108
Tableau VI.12: Sollicitations des poutres secondaires .....	108
Tableau VI.13: Sollicitation de la poutre secondaire (exemple de calcul) .....	109
Tableau VI.14: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires .....	112
Tableau VI.15: Recouvrement des poutres secondaires .....	112
Tableau VI.16: Caractéristiques des murs voiles .....	114
Tableau VI.17 : sollicitation et ferrailage de type 01 de voile (L=5.05m) .....	115
Tableau VI.18: sollicitation et ferrailage de type 02 de voile (L=3.20 m) .....	115
Tableau VI.19: sollicitation et ferrailage de type 03 de voile (L=2.95 m) .....	115
Tableau VI.20: sollicitation et ferrailage de type 04 de voile (L=2.50 m) .....	115
Tableau VI.21: Récapitulation du ferrailage verticales des murs voiles .....	116
Tableau VI.22: Récapitulation du ferrailage verticales des murs voiles .....	117
Tableau VI.23: Vérification des contraintes tangentielles .....	118
Tableau VII.1: Récapitulation du ferrailage de la dalle .....	129
Tableau VII 2: Récapitulation du ferrailage de la nervure .....	132
Tableau VIII 1 : Coût estimatif des travaux de réalisation .....	135



## Notation

$\dot{A}$ : Coefficient d'accélération de zone.

$A_{st}$ : Aire d'une section d'acier tendue

$A_{sc}$ : Aire d'une section d'acier comprimée

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

$A_r$ : Armatures de répartition

B: Aire d'une section de béton

$B_r$ : Section réduite du poteau

$B_c$ : 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

$E_{ij}$ : 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)

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

$f_{bu}$ : 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<sub>j</sub>: Nombre de jours de maturité du béton

L: Portée d'une poutre ou d'une dalle

$L_f$ : Longueur de flambement

$M_{ser}$ : Moment fléchissant de calcul de service

$M_u$ : Moment fléchissant de calcul ultime

$M_r$ : Moment renversant

$M_s$ : Moment stabilisant

$N_s$ : Effort normal de calcul de service

$N_u$ : Effort normal de calcul ultime

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

$R$ : Coefficient de comportement de la structure

$S_t$ : Espacement des armatures transversales

$T_1$  et  $T_2$ : Périodes caractéristiques

$V_u$ : Effort tranchant à l'état limite ultime

$W$ : Poids total de la structure

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

$\gamma_s$ : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)

$\gamma_b$ : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

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

$\nu$ : Coefficient de poisson (nu)

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)

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

$\sigma$ : Contrainte normale (sigma)

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

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

$\sigma_{st}$ : Contrainte dans les aciers tendus

$\sigma_s$ : Contrainte dans les aciers comprimés

$\tau$ : Contrainte tangente (tau)

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

$\Phi_l$ : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)

$\Phi_t$ : 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 : haute 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

DDL : Degré de liberté

SET : Section entièrement tendue

SPT : Section partiellement tendue

N: Nervure

BN: Bande noyée

## *Introduction générale*

La présente étude consiste à concevoir, modéliser et dimensionner une structure et des fondations en béton armé d'un immeuble composé d'un RDC+9 étages à usage multiple contreventé par voiles et portiques.

Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99 et RPA99-V-2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le problème posé est de concevoir une structure respectant les règles de l'art et de la construction avec une bonne maîtrise des coûts. Cette structure devrait répondre aux critères de fonctionnalité et d'intégration architecturale.

Pour répondre aux exigences énoncées ci-dessus, le rapport se divise en cinq (5) parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon, l'acrotère, et l'ascenseur).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

- La quatrième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).
- La dernière partie concerne l'étude économique, elle sera consacrée à la planification de notre projet afin d'atteindre nos objectifs en termes de coût et délai.
- Enfin, on termine par une conclusion générale.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

# **CHAPITRE I :**

## **PRÉSENTATION DU PROJET**

## I. Conception d'un projet de génie civil :

### I.1 Introduction :

Le domaine de la construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures, selon les besoins et les capacités, Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, le béton précontraint, l'acier et le bois.

Dans tous les domaines de génie civil, le béton armé est le plus utilisé surtout dans les bâtiments à cause de sa résistance à la compression du béton et à la traction de l'acier.

De fait, Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs dans ce domaine, s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et de la protection de l'environnement.

En effet, Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux ainsi que la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter trois buts :

- a) Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- b) Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- c) Esthétique.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques

Nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA-V-2003** et les règlements du béton aux états limites **BAEL 91 modifiée 99**.

En outre, Pour une meilleure démarche d'un projet il doit être planifié, quel que soit son importance ou sa complexité. Il s'agit de définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé.

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte des matériaux utilisés et leurs formules de résistance.

## I.2 Implantation de l'ouvrage :

A cet effet, nous avons conçu un projet architectural pour la projection de **07 blocs** (A-B-C-D-E-F-G) en **R+9** d'une forme irrégulière.

Pour notre étude, nous avons retenu un terrain qui nous permettrait de concevoir le projet constitué de **60 LOGTS LPA**.

Le projet qui nous a été confié consiste en l'étude et le calcul des éléments d'une tour en béton Armé (**RDC+9ETAGES**) à usage d'habitation, locaux commerciaux et bureaux implantée dans la commune de **OULED MIMOUN** wilaya de **TLEMCEEN**, classée comme zone de faible sismicité (**Zone I**) selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA-V-2003**).

Notre bâtiment sera implanté dans le site :

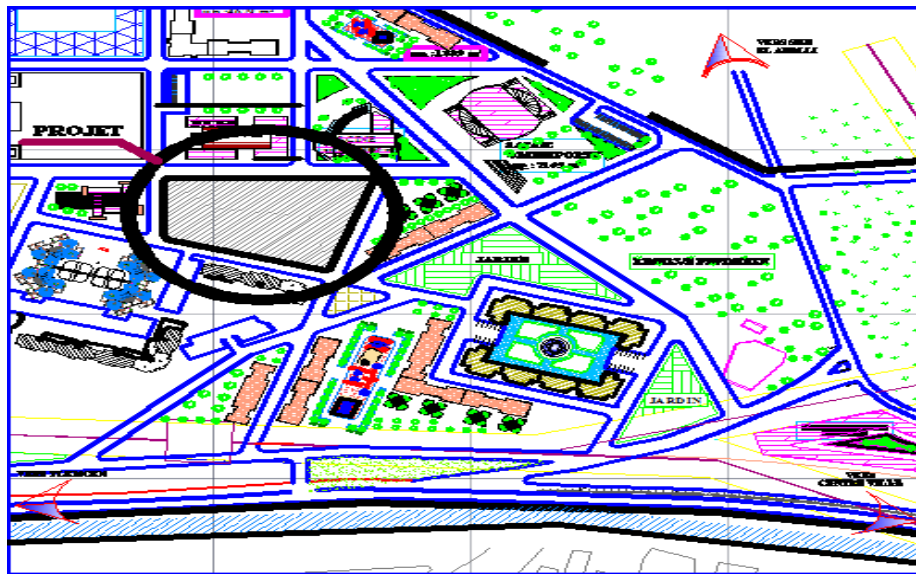


Figure I.1 : plan de situation

## I.3 Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bloc (**Bloc A**) (**RDC+9ETAGES**) à usage multiple en béton armé.

- Le rez-de-chaussée (RDC) est composé de 09 locaux commerciaux.
- DU 1<sup>er</sup> AU 2<sup>ème</sup> étages à usage administratif de 11 bureaux.
- DU 3<sup>ème</sup> AU 9<sup>ème</sup> ETAGES sont des logements d'habitation comportant 4 appartements (trois F3 et un F4) pour chaque étage.



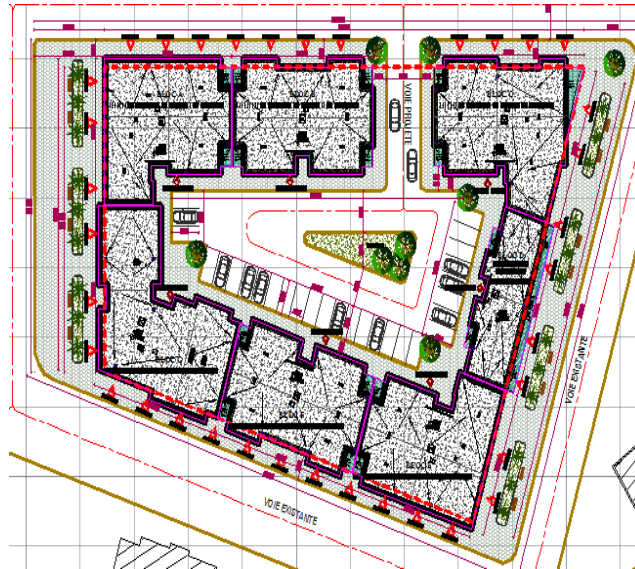


Figure I.2 : plan de masse

#### I.4 Caractéristiques géométriques de la structure :

##### I.4.1 Dimension en plan :

La structure étudiée présente une forme en L, dont les dimensions en plan sont :

- Longueur totale du bâtiment.....23.50 m
- Largeur totale du bâtiment.....19.70 m

##### I.4.2 Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....31.10 m.
- Hauteur du R.D.C.....04.08 m.
- Hauteur des étages courants.....03.06 m.

#### I.5 Conception de l'ouvrage :

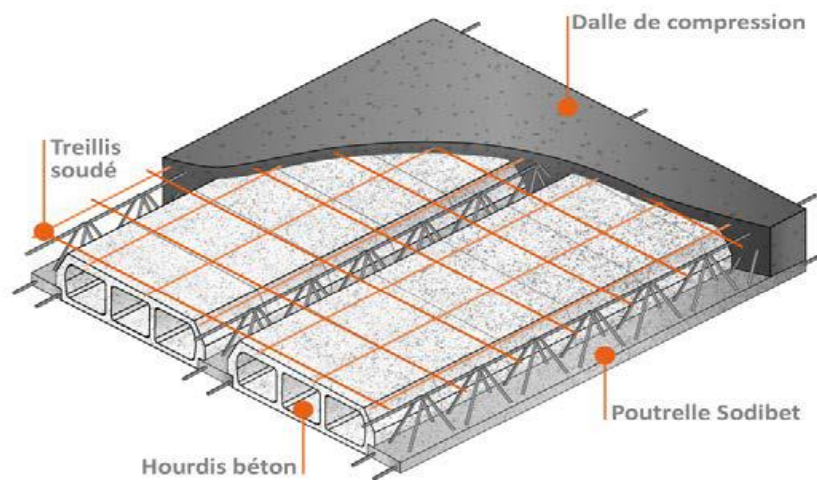
##### I.5.1 Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique poteaux- poutres et voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

##### I.5.2 Planchers :

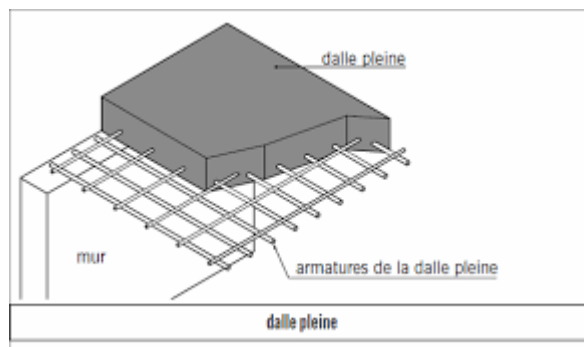
Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

- **Plancher corps creux** : pour le RDC et les étages courant.



**Figure I.3 : plancher corps creux**

- **Dalle pleine :** pour les balcons.



**Figure I.4 : dalle pleine**

### I.5.3 Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage en béton armé.

On a un seul type d'escalier, sa forme est la suivante :

- Escalier à une seule volée avec un seul palier utilisé pour l'accès du RDC et les autres étages.

### I.5.4 Ascenseur :

Vu la hauteur élancée de ce bâtiment, on a opté pour l'utilisation des ascenseurs pour faciliter le déplacement des personnes entre les étages.

### I.5.5 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm ; les cloisons intérieures sont faites en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

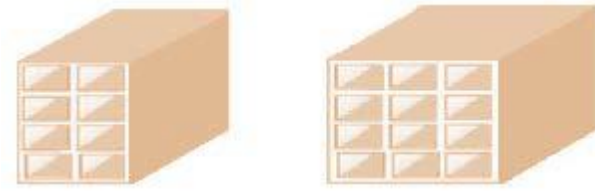


Figure I.5 : la forme des briques creuses

#### I.5.6 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher de toiture sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### I.5.7 Isolation :

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

#### I.5.8 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm.

#### I.5.9 Fondation :

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par le radier général.

#### I.5.10 Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport géotechnique du laboratoire mécanique de sol (**GETPRIM**) de Sidi Bel Abbes :

Le terrain étudié est homogène, il est constitué de sable peu argileux et galets avec passage de conglomérats. Le tout est masqué d'une terre végétale allant à 0.5m/TN.

Compte tenu des résultats obtenus à l'issus des différents essais réalisés, nous préconisons l'emploi d'un radier général, avec une contrainte admissible au sol de **2.5 bar** avec un ancrage à partir de 1.6m/TN.

#### I.6 Caractéristique des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

### I.6.1 Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement d'un mélange du ciment, sable, gravier, eau, air et éventuellement de produits d'addition (adjuvant) suivant le respect de norme (dosage), qui offre les particularités suivantes :

- ❖ Il est composé de matériaux abondants dans la nature et facilement disponibles directement comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- ❖ Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque, disposant à cet effet d'un temps allant à 30 mn.
- ❖ Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- ❖ Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- ❖ Il a une bonne durabilité.

#### I.6.1.1 Opérations de la réalisation d'un élément d'ouvrage :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations.

1. Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
2. La mise en place des armatures dans le coffrage.
3. Le coulage du béton dans le coffrage.
4. Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

#### I.6.1.2 Les principaux avantages du béton armé :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

#### I.6.1.3 Composition du béton :

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants. Les qualités recherchées sont en général :

- ❖ La résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs.
- ❖ La résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels.
- ❖ La maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre.
- ❖ La déformation instantanée et différée, le retrait....

- ❖ Les qualités particulières telles que la masse pour les bétons lourds, béton de protection contre les radiations, la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.
- ❖ L'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré).
- ❖ La dimension des granulations : micro-béton poutres de très petits ouvrages (maquettes) ou bétons cyclopéens avec des cailloux de 5 à 20 cm pour les gros ouvrages (barrages).

#### **I.6.1.4 Dosage en ciment :**

Le dosage en ciment varie suivants les caractéristiques exigées : résistance mécanique, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) compacité.

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armé varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup> et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m<sup>3</sup>.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment ; différentes formules permettent de la calculer.

#### **I.6.1.5 Dosage en granulations :**

Le dosage en granulation est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulation allant du sable au gravier.

On distingue habituellement deux catégories de granulations :

- ❖ Les sables de la classe 0/4.
- ❖ Les graviers de la classe 5/20 ou 5/25.

#### **I.6.1.6 Mise en œuvre du béton :**

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telle la résistance mécanique, la compacité et l'inverse, la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- ❖ Une bonne vibration.
- ❖ Une granulométrie continue.
- ❖ Des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- ❖ Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.

- ❖ Les faibles températures.
- ❖ Les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation, c'est à dire l'accumulation des granulats lourds au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuit à sa compacité et à sa résistance.

## I.7 Résistance du béton :

### I.7.1 Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement de cette étude, nous avons opté pour un béton qui est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  $f_{c28}$ , mais prise à 25 MPA.

Pour un nombre de jours  $j < 28$ , la résistance  $f_{cj}$  des bétons suit les lois suivantes :

$$\text{Bétons de résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPA}$$

$$\text{Bétons de haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40\text{MPA}$$

$$\text{pour : } j \geq 28 : f_{cj} = 1.1f_{c28}$$

On constate que les bétons à haute résistance atteignent plus rapidement leurs valeurs maximales que les normaux et ont moins de ressource. Au-delà de 28 jours, les résistances sont mesurées par écrasement d'éprouvettes normalisées.

### I.7.2 Résistances caractéristiques à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$

Avec :  $f_{tj}$ : résistance caractéristique à la traction à «  $j$  » jours exprimée en (MPA).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de :  $f_{tj} < 60\text{MPA}$ .

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPA. La loi donnée par :

$$f_{tj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}} \text{ Serait plus adaptée.}$$

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai :

### I.7.2.1 Essais de rupture :

#### I.7.2.1.1 Essai de rupture par compression sous charge « instantanée » :

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est :  $B = 200 \text{ cm}^2$

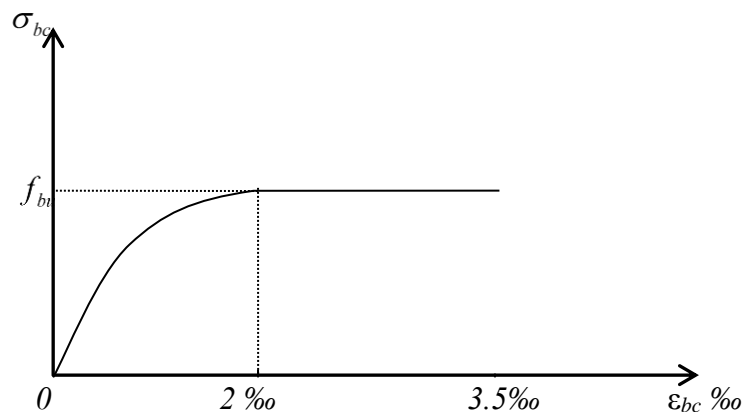
Ainsi si  $P$  est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours :  $f_{cj} = \frac{P}{B} = \frac{P}{0.02} \text{ (MPa)}$ .

#### I.7.2.1.2 Essai de rupture par traction :

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- ❖ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté 7,07 cm et de section  $50 \text{ cm}^2$
- ❖ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique : essai dit « brésilien ».
- ❖ Diagramme contraint - déformations instantanées du béton :

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :



**Figure 1.6 : diagramme contrainte-déformation instantanée du béton**

$$\begin{cases} \varepsilon_b < 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj}(-0.25 \times 10^3 \times \varepsilon_b + 1) \times \varepsilon_b \times 10^3 \\ \varepsilon_b < 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj} \end{cases}$$

Ce diagramme comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées  $\varepsilon_b = 2\text{‰}$  et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta_{\gamma b}}$$

Le coefficient de minoration de 0.85 de la résistance du béton, et le coefficient  $\theta$  tiennent compte de l'influence défavorable :

- De la durée d'application de la charge.

- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.
- ✓  $\theta = 1$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.
- ✓  $\theta = 0.9$  : Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.
- ✓  $\theta = 0.85$  : Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

### I.7.3 Coefficient de poisson :

Si :  $\varepsilon_l$  est la déformation relative longitudinale, et :  $\varepsilon_t$  la déformation relative transversale, le coefficient de poisson vaut :  $\nu = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$

Il est pris égal à :

- $\nu = 0$  : Pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).
- $\nu = 0.2$  : Pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

### I.7.4 Modules d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

#### I.7.4.1 Module de déformation longitudinale :

- Le module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}$$

- Le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}$$

La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

#### I.7.4.2 Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est donnée par :  $G = \frac{E}{2}(1 + \nu)$ , et en simplifiant :  $G = 0.417E$ .

### I.7.5 Dilatation :

À défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique  $\lambda$  est pris égal à  $10^{-5}$  par degré C (identique à celui de l'acier).

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.



## I.8 Aciers pour béton armé :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.

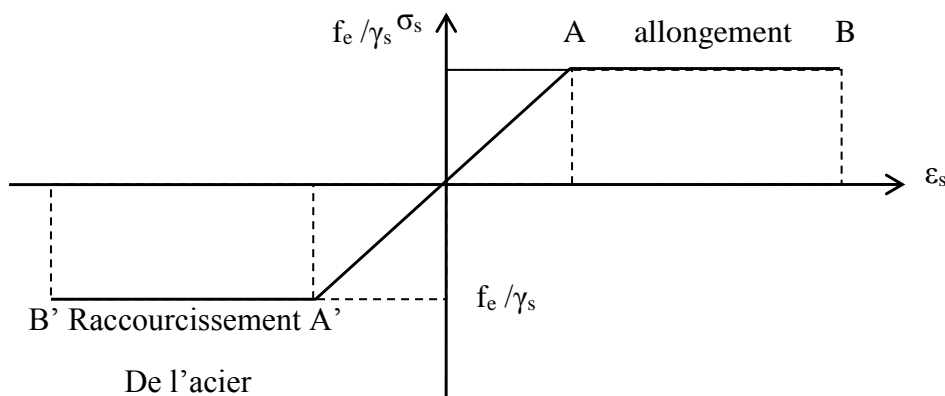
### I.8.1 Description des différents types d'aciers :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- ❖ Barres rondes lisses.
- ❖ Barres à haute adhérence.
- ❖ Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisse).
- ❖ Treillis soudés.

#### I.8.1.1 Diagramme contraintes- déformations de calcul de l'acier :

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par :



**Figure I.7 : diagramme de déformation-contraint de calcul**

Le diagramme contraintes- déformations se compose : d'une droite de pente  $E_s = 200\text{GPa}$  (module d'élasticité indépendante de la nuance de l'acier), d'un palier horizontal d'ordonnée  $f_e$ .

### I.8.2 Caractéristiques technologiques des aciers :

Trois caractères technologiques sont soulevés utilisés par notre recherche à savoir :

- ❖ L'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage et de pliage suivi de dépliage
- ❖ L'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elle et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence)
- ❖ L'aptitude au soudage.

**I.8.2.1 Aptitude au façonnage :**

Les diamètres de mandrins utilisés pour le façonnage des ronds lisses F 235 sont égaux à cinq fois le diamètre des armatures, sauf dans le cas des cadres, étriers ou épingles (dont le diamètre est au plus égal à 20 mm), pour lesquels le diamètre du mandrin est égal à trois fois celui de l'armature concernée.

**I.8.2.2 Caractères d'adhérence :**

L'adhérence d'une barre au béton qui l'enrobe est définie par deux coefficients sans dimensions :

✚  $\eta$  Coefficient de fissuration :

- Ronds lisses  $\eta = 1$ .
- Barres HA (quel que soit le  $\phi$ )  $\eta = 1,6$ .
- Fils HA  $\phi \geq 6\text{mm}$   $\eta = 1,6$ .
- Fils HA  $\phi < 6\text{mm}$   $\eta = 1,3$ .

✚  $\psi_s$  Coefficient de scellement :

- Ronds lisses  $\psi_s = 1$ .
- Barres HA (quel que soit le  $\phi$ )  $\psi_s = 1,6$ .
- Fils HA (quel que soit le  $\phi$ )  $\psi_s = 1,6$ .

**I.9 Notions des états limite :**

On distingue deux états limite de calcul :

- ❖ État limite ultime de résistance.
- ❖ État limite de service.

**I.9.1 Etat limite ultime (E.L.U) :**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées.

**I.9.2 Etat limite de service (E.L.S) :**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

**I.10 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :****I.10.1 Etat limite ultime :**

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

**ELU** :  $1.35G + 1.5Q$ .

Avec : G : charge permanente.      Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

- Pour les poutres :  $\begin{cases} 0.8G \pm E. \\ G + Q \pm E. \end{cases}$
- Pour les poteaux :  $G + Q \pm 1.2E.$

Avec E : l'effort sismique horizontal.

### I.10.2 Etat limite de service :

La seule combinaison à considérer est :  $G + Q.$

### I.11 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

On a utilisé un béton ordinaire, le dosage dans les conditions normales est :

- ❖ Ciment CPA 325 : 350 kg/m<sup>3</sup>.
- ❖ Gravier Dg < 25 mm : 800 l/m<sup>3</sup>.
- ❖ Sable Dg < 5 mm : 400 l/m<sup>3</sup>.
- ❖ Eau : 175 l/m<sup>3</sup>.

#### I.11.1 Le béton :

- En compression :  $f_{c28} = 25\text{MPA} \rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.2\text{ MPA cas général.} \\ f_{bu} = 18.5\text{ MPA cas accidentel.} \end{cases}$
- En traction :  $f_{t28} = 2.1\text{MPA}.$
- Contrainte limite :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{ MPA}.$

#### I.11.2 L'acier :

- FeE400  $\rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348\text{ MPA cas général.} \\ \sigma_s = 400\text{ MPA cas général.} \end{cases}$

#### I.11.3 Contrainte limite :

- Fissuration non préjudiciable : pas de limite
- Fissuration peu préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_e}\right) = 202\text{ MPA}.$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_e}\right) = 165\text{ MPA}$

**CHAPITRE II :**  
**DESCENTE DES CHARGES ET**  
**PRE-DIMENSIONNEMENT**

### I.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **CBA** et le **RPA99-V-2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

### I.2 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition soit vérifiée :

$$h_t \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{505}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 22.44 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq 25 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur  $h_t = 25 \text{ cm}$ , soit un plancher (20+5) cm :

$$h_t = 25 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

### I.3 Descente de charges :

#### I.3.1 But :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée.

Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les Différents éléments de la structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

Nous allons utiliser le logiciel **SAP2000v20.0.0** pour appliquer ces charges sur notre bâtiment que ce soit : **G** (charges permanents) ou **Q** (charges d'exploitation).

### I.3.2 Actions permanentes :

Ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps.

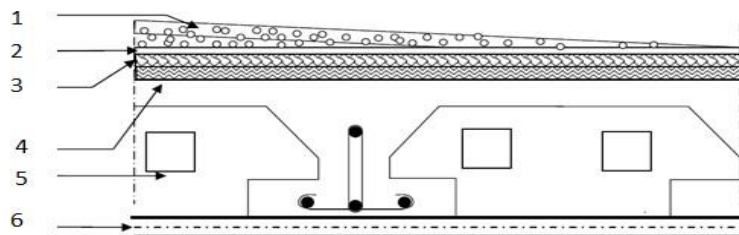
Les charges permanentes sont prises en compte par le logiciel, par défaut, comme étant du béton : indiquées par o.

C'est ainsi que nous définissons des bibliothèques, qui sont des catalogues, où sont précisées les caractéristiques des matériaux des éléments de la construction.

Après avoir modélisé le bâtiment sur **SAP2000v20.0.0**, nous procédons à l'affectation des caractéristiques des matériaux pour permettre au logiciel de prendre en compte les charges permanentes spécifiées dans les catalogues.

Cloisons et bibliothèque des voiles. C'est à nous de marquer la différence dans les caractéristiques des matériaux saisies dans le catalogue.

### I.3.3 Plancher terrasse inaccessible :



**Figure II.3 : plancher terrasse inaccessible**

Les éléments montrés sur la ci-dessus sont mentionnés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau II.1: descente de charges d'un Plancher terrasse inaccessible**

N°	Désignation	e (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.20
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	-	3.45
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>6,98</b>		

## I.3.4 Plancher R.D.C et étage courant :

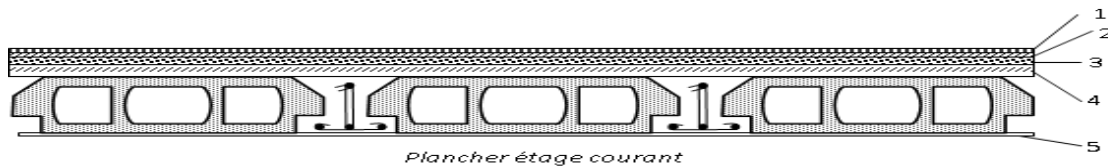


Figure II.4: plancher étage courant

Les éléments montrés sur la figure ci-dessus sont mentionnés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.2: descente de charges d'un Plancher étage courant

N°	Désignation	e (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	-	3.45
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	10	1
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>5.81</b>		

## I.3.5 Balcon :

Tableau II.3: descente de charges d'un Balcon

N°	Désignation	e (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>5.11</b>		

## I.3.6 Murs de façade (extérieur) :

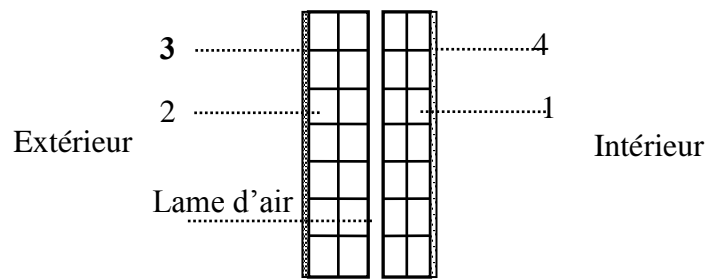


Figure II.5: remplissage extérieur

Les éléments montrés sur la figure ci-dessus sont mentionnés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.4: descente de charges d'un Murs extérieurs (double parois)

N°	Désignation	e (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	L'âme d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>2.81</b>		

## I.3.7 Murs intérieurs :

Tableau II.5: descente de charges d'un Murs intérieur (simple parois)

N°	Désignation	e (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>1.30</b>		



### I.3.8 Surcharges d'exploitation :

Tableau II.6: les différentes surcharges d'exploitation de bâtiment

Niveau	Type	Q (KN/m <sup>2</sup> )
RDC	Commerce	3,5
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>eme</sup> étage	Bureau	2.5
3 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> étages	Habitation	1.5
Terrasse inaccessible	/	1

### I.4 Prédimensionnement des poutres :

#### I.4.1 Poutres principales :

➤ Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases}$$

Avec:

$$\begin{cases} h_t : \text{hauteur total de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée libre entre nus d'appuis suivant l'axe Y} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{505}{15} = 33.66 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{505}{10} = 50.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } h_t = 45 \text{ cm} \\ 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } b = 35 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.29 < 3 \rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

➤ Vérification suivant le **R.P.A 99-V-2003** :

Selon le règlement parasismique algérien, les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h_t = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.29 < 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{les trois conditions sont vérifiées}$$

➤ Donc on prend la section des **poutres principales : (35×45) cm<sup>2</sup>**

**I.4.2 Poutres secondaires :**

- Selon le **B.A.E.L. 91**, le critère de rigidité : :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases}$$

Avec:

$\begin{cases} h_t : \text{hauteur total de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée libre entre nus d'appuis suivant l'axe X} \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{465}{15} = 31 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{465}{10} = 46.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 3 \rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

- Vérification suivant le **R.P.A 99-V-2003** :

Selon le règlement parasismique algérien, les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

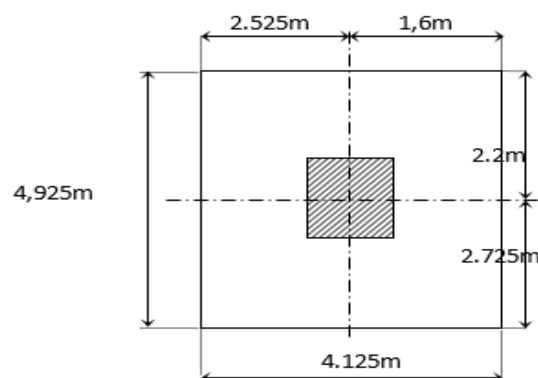
$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{les trois conditions sont vérifiés}$$

- Donc on prend la section des **poutres secondaires : (30×40) cm<sup>2</sup>**

**I.5 Pré dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.



**Figure II.6: la section la plus sollicité du poteau**

On calcul les efforts de compression qui agissent sur les poteaux dus aux charges permanentes

$S$  : est la surface supportée par le poteau le plus sollicité.

$$\Rightarrow S = 4.925 \times 4.125 \Rightarrow S = 20.3156 \text{ m}^2$$

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

$$N_u = P_u \times S \times N = 203.156 \text{ t}$$

Avec :  $\begin{cases} P_u : \text{charge du plancher.} \\ S : \text{surface supporté par le poteau le plus sollicité.} \\ N : \text{nombre d'étage. (N = 18).} \end{cases}$

➤ Suivant le : **R.P.A 99-V-2003** :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{zone I} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

➤ Suivant les règles du **B.A.E.L 91** :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Avec :

$B_r$  : section réduite.

$\beta$  : coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend la valeur :

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 \rightarrow \beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$$

On fixe l'élanement mécanique :  $\lambda = 35$ , pour rester toujours dans le domaine de la compression centrés d'où :  $\beta = 1.2$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPA}$$

Avec:

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPA} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale)} \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 2.03156}{\left[ \frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \Rightarrow B_r \geq 0.13 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{On a: } B_r &\geq (a - 0.02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \\ &\Rightarrow a \geq 38.10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Donc on prend :  $a = b = 50 \text{ cm}$  dont un poteau de  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

### I.5.1 Vérification des conditions de RPA 99-V-2003 :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow a = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} & \text{C. V} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a = 50 \text{ cm} > \frac{383}{20} = 19.15 \text{ cm} & \text{C. V} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 & \text{C. V} \end{cases}$$

### I.5.2 Vérification du poteau au flambement :

On vérifie le poteau de RDC au flambement :

➤ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.3333 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de Rayon de giration  $i_x, i_y$  :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{520833.3333}{2500}} = 14.43 \text{ cm}$$

Avec:  $A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de l'élancement :**

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.856 \text{ m (pour le RDC)} \rightarrow (\text{cas générale})$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.142 \text{ m (pour les étages courant)} \rightarrow (\text{cas générale})$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{285.6}{14.43} = 19.79 \text{ (pour le RDC)}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{14.43} = 14.84 \text{ (pour les étages courant)}$$

On a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 19.79 < 50 \rightarrow \text{le flambement est vérifié.}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 14.84 < 50 \rightarrow \text{le flambement est vérifié.}$$

### I.5.3 Récapitulation de prédimensionnement des poteaux :

**Tableau II.7: Récapitulation de prédimensionnement des poteaux**

Poteau	S m <sup>2</sup>	N	Nu (MN)	B <sub>r</sub> m <sup>2</sup>	a=b (m)	I <sub>0</sub> (m)	I <sub>f</sub> (m)	$\lambda_x = \lambda_y$	$\lambda < 50$
1 <sup>er</sup> étage	20,3156	10	2.03	0.130	0.50	4.08	2.856	19.79	CV
2 <sup>eme</sup> étage	20,3156	9	1.83	0.117	0.50	3.06	2.142	14.84	CV
3 <sup>eme</sup> étage	20,3156	8	1.63	0.104	0.45	3.06	2.142	14.84	CV
4 <sup>eme</sup> étage	20,3156	7	1.42	0.091	0.45	3.06	2.142	14.84	CV
5 <sup>eme</sup> étage	20,3156	6	1.22	0.078	0.40	3.06	2.142	14.84	CV
6 <sup>eme</sup> étage	20,3156	5	1.01	0.065	0.40	3.06	2.142	14.84	CV
7 <sup>eme</sup> étage	20,3156	4	0.81	0.052	0.35	3.06	2.142	14.84	CV
8 <sup>eme</sup> étage	20,3156	3	0.61	0.039	0.35	3.06	2.142	14.84	CV
9 <sup>eme</sup> étage	20,3156	2	0.41	0.026	0.30	3.06	2.142	14.84	CV
Terrasse	20,3156	1	0.2	0.013	0.30	3.06	2.142	14.84	CV

### I.6 Prédimensionnement des murs voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article : **7.7.1 du R.P.A.99-V-**

**2003**, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts

horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception) :

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleins.

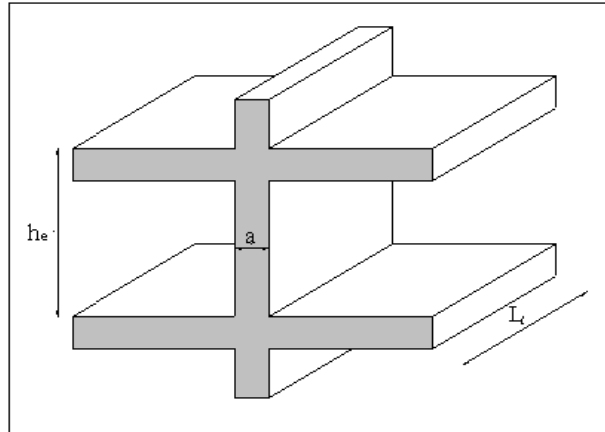
Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le : **RPA99-V-2003 article 7.7.1** : les éléments satisfaisants la condition :

$L \geq 4e$  : sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :  $L$  : portée du voile,  $e$  : épaisseur du voile.

- **L'article 7.7.1 RPA99-V-2003** : « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci-dessous



**Figure II.7: Coupe des murs voiles en élévation**

Selon le **RPA99-V-2003** les voiles de contreventement satisfaisant les conditions suivantes :

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

Avec :

$$\begin{cases} L : \text{longueur du voile} \\ a : \text{épaisseur des voiles (a min = 15cm)} \\ h_e : \text{hauteur d'étage (4,08m et 3,06m)} \\ a \geq 383/20 = 19,15 \text{ cm} \\ a \geq 281/20 = 14,05 \text{ cm} \end{cases}$$

**Tableau II.8: Dimensions des murs voiles**

Niveaux	Epaisseur(cm)	$L_{\min}$ (cm)
RDC	20	80
Etages courants	15	60

**CHAPITRE III :**  
**ETUDE DES PLANCHERS**

## I. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage de bureaux, commerces et d'habitation, on adopte des planchers à corps creux. Le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

### I.1 Dimensionnement des poutrelles :

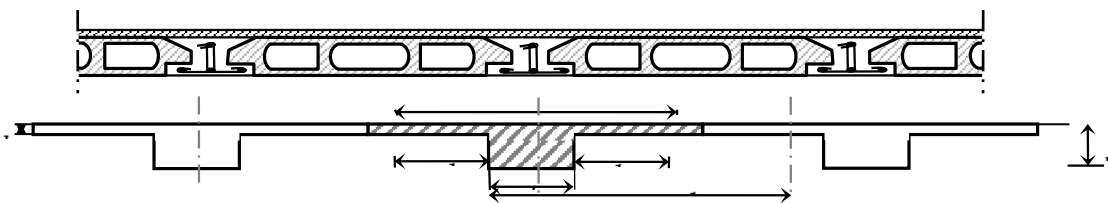


Figure III.8: schéma d'un plancher à corps creux

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure on a un seul type de plancher « plancher à corps creux » (dimensionné dans le chapitre II).

Un plancher à corps creux :  $h_t = 25 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Donc on a des poutrelles de :  $\begin{cases} h_t = 25 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases}$



Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

**I.1.1 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur « b » se fait à partir des conditions suivantes :

$$b = 2b_1 + b_0$$

Avec:  $L=3,30$  m ;  $l_1 = 65$  cm

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1-b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65-12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

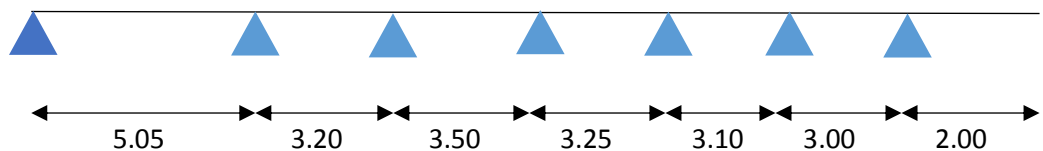
On prend :  $b_1 = 26.5$  cm

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times (26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

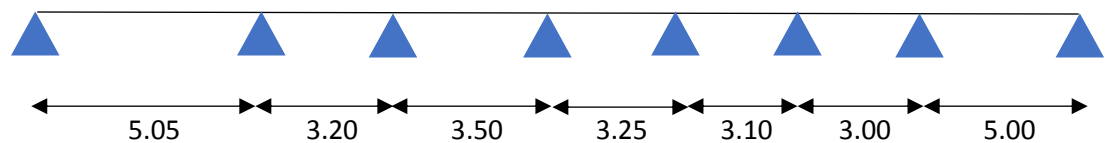
Donc:  $b=65$  cm

**I.1.2 Types des poutrelles :**

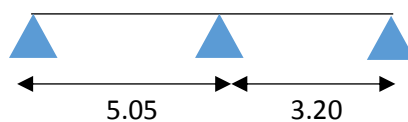
**TYPE 01:**



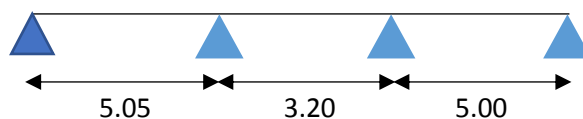
**TYPE 02:**



**TYPE 03:**



**TYPE 04:**



**I.1.3 Evaluation des charges sur les poutrelles :**

$$\text{ELU : } q_u = b (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{ELS : } q_s = b (G + Q)$$

**Tableau III.9: Charges des poutrelles**

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/ml)
RDC (commerce)	5.81	3.5	0.65	8.51	6.05
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>eme</sup> (Bureau)	5.81	2.5	0.65	7.53	5.40
3 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> (Habitation)	5.81	1.5	0.65	6.56	4.75
Terrasse inaccessible	6.98	1	0.65	7.099	5.187

**I.1.4 Méthode de calcul :**

Ils existent plusieurs types de calcul de poutrelle. Pour notre cas, le calcul des sollicitations est fait par **la méthode des trois moments**.

**I.1.5 Principe de la méthode des trois moments :**

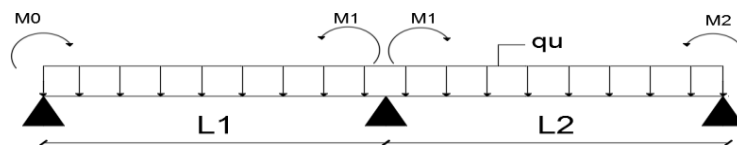
La méthode des trois moments s'applique aux systèmes des poutres continues. On suppose que l'effet de l'effort tranchant est négligé.

Cette méthode consiste à déterminer les moments fléchissant dans le cas des poutres continues. C'est-à-dire des poutres qui reposent sur plus de deux appuis.

**I.1.6 Détermination des efforts internes :**

On va déterminer les efforts internes pour **le type 03 (1<sup>er</sup> étage)** par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel **SAP2000**.

- **ELU :**  $q_u = 7.53 \text{ KN/ml}$

**Figure III.9: Schéma statique de la poutrelle (Type 03)**

$$M_0 \cdot L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 E.I (R_{g1} - R_{d1})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} R_{g1} = \frac{-q L^3}{24EI} \\ R_{d1} = \frac{q L^3}{24EI} \end{cases}$$

$M_0 = M_2 = 0$  (Condition aux limites)

$L_1 = 5.05 \text{ m}$ ,  $L_2 = 3.20 \text{ m}$

$$M_1 = \frac{-(q \cdot L_1^3 + q \cdot L_2^3)}{8(L_1 + L_2)} = -18.43 \text{ KN.m}$$

**Travée 1-1:**  $0 \leq x \leq 5.05\text{m}$

$$R_0 + R_1 - q_u \cdot L_1 = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = 38.027 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{(q_u \times L_1)}{2} + \frac{M_1}{L}$$

$$\Rightarrow R_0 = 15.363 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_1 = 22.663 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5.05) = -18.43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \Rightarrow T(x) = \begin{cases} T(0) = 15.363 \text{ KN} \\ T(5) = -18.43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Si : } T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - q_u \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} = 2.04 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M(2.04) = 15.73 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-2 :**  $0 \leq x \leq 3.20\text{m}$

$$R_1 + R_2 - q_u \cdot L_2 = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = 24.096 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_2 = \frac{(q_u \times L_2)}{2} + \frac{M_1}{L}$$

$$\Rightarrow R_2 = 6.288 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_1 = 17.808 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.20) = -18.43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - q_u \cdot x \Rightarrow T(x) = \begin{cases} T(0) = 6.288 \text{ KN} \\ T(3.20) = -17.808 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Si : } T(x) = 0 \Rightarrow R_2 - q_u \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_2}{q_u} = 0.835 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M(0.835) = 2.625 \text{ KN.m}$$

- **ELS:**  $q_s = 5.40 \text{ KN/ml}$

$$M_0 \cdot L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 E \cdot I (R_{g1} - R_{d1})$$

$$L_1 = 5.05 \text{ m}, L_2 = 3.20 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{-(q_s \times L_1^3 + q_s \times L_2^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} = -13.21 \text{ KN.m}$$

**Travée 1-1:**  $0 \leq x \leq 5.05$

$$R_0 + R_1 - q_s \cdot L_1 = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = 27.27 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{(q_s \times L_1)}{2} + \frac{M_1}{L}$$

$$\Rightarrow R_0 = 11.019 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_1 = 16.252 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5.05) = -1.218 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \Rightarrow T(x) = \begin{cases} T(0) = 11.018 \text{ KN} \\ T(5) = -16.252 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Si : } T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - q_s \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_s} = 2.04 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M(2.04) = 11.241 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-2 :**  $0 \leq x \leq 3.20$

$$R_1 + R_2 - q_s \cdot L_1 = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = 17.28 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_2 = \frac{(q_s \times L_2)}{2} + \frac{M_1}{L_1}$$

$$\Rightarrow R_1 = 12.768 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_2 = 4.512 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = -13.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

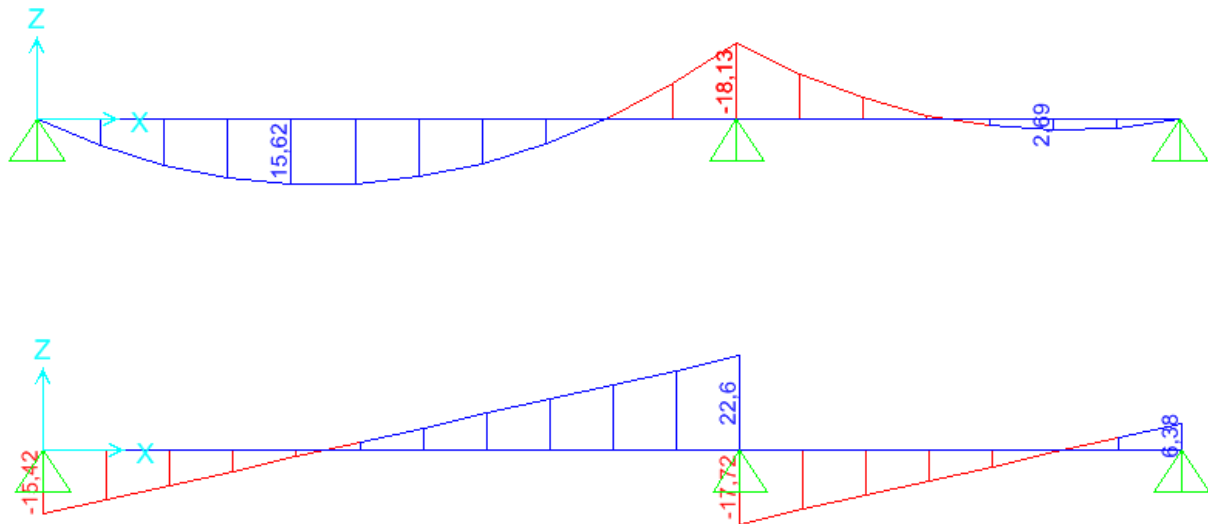
$$T(x) = R_2 - q_s \cdot x \Rightarrow T(x) = \begin{cases} T(0) = 4.512 \text{ KN} \\ T(5) = -12.768 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Si : } T(x) = 0 \Rightarrow R_2 - q_s \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_2}{q_s} = 0.835 \text{ m}$$

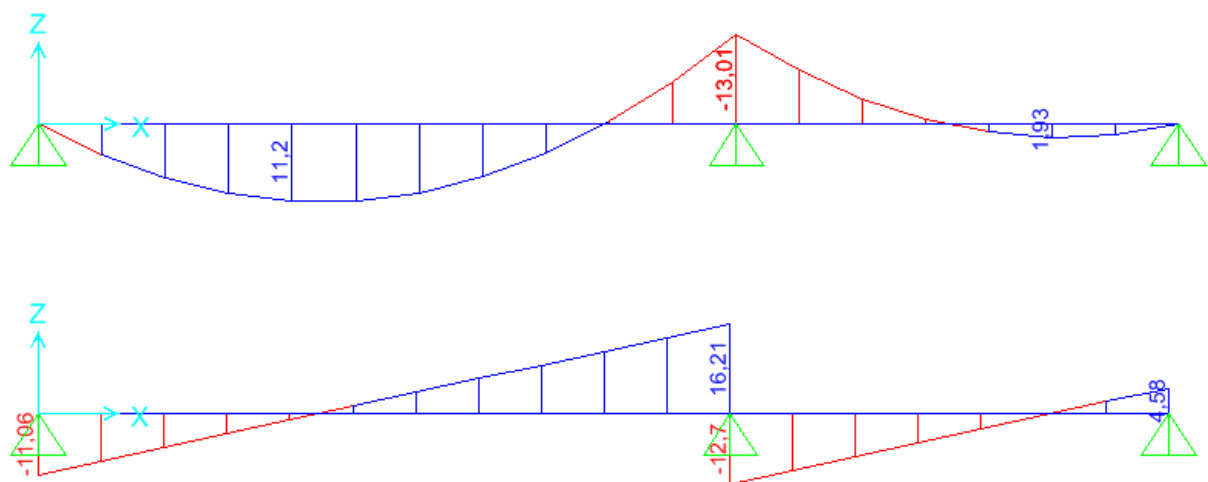
$$\Rightarrow M_{\max} = M(0.835) = 1.885 \text{ KN.m}$$

**I.1.6.1 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants 1<sup>er</sup> étage (Type 03) par le logiciel SAP2000v20.0.0 :**

- **ELU :**



- **ELS :**



**Figure III.10: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants 1<sup>er</sup> étage (Type 03)**

**I.1.6.2 Récapitulation de  $M_{max}$  et  $T_{max}$  :**

Les résultats sont obtenus avec le logiciel SAP 2000 :

**Tableau III.10: Récapitulation de  $M_{max}$  et  $T_{max}$  des différents niveaux de bâtiment**

	Type	ELU			ELS		
		$M_{appui}$ (KN. m)	$M_{travée}$ (KN. m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{appui}$ (KN. m)	$M_{travée}$ (KN. m)	$T_{max}$ (KN)
<b>1<sup>er</sup> au 2<sup>eme</sup> Etages</b>	<b>1</b>	33.89	6.02	22.91	24.3	4.31	16.43
	<b>2</b>	23.61	13.25	22.91	17.11	10.05	17.08
	<b>3</b>	18.13	15.62	22.60	13.01	11.20	16.21
	<b>4</b>	17.15	16.01	22.41	12.30	11.48	16.07
<b>3<sup>eme</sup> au 9<sup>eme</sup> Etages</b>	<b>1</b>	29.52	5.24	19.96	21.38	3.79	14.45
	<b>2</b>	20.60	11.57	20.63	14.92	8.38	14.94
	<b>3</b>	15.8	13.61	19.69	11.44	9.86	14.26
	<b>4</b>	14.94	13.95	19.52	10.82	10.10	14.14
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>1</b>	31.95	5.67	21.60	23.34	4.14	15.78
	<b>2</b>	18.30	10.28	18.33	13.22	7.43	13.24
	<b>3</b>	17.1	14.73	21.31	12.49	10.76	15.57
	<b>4</b>	16.17	15.09	21.13	11.82	11.03	15.44

**I.1.7 Calcul du ferrailage des poutrelles :**

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend : **le type 03 du 1<sup>er</sup> étage** comme un exemple de calcul.

Les poutrelles sont des sections en « T » dont les dimensions sont données comme suit :

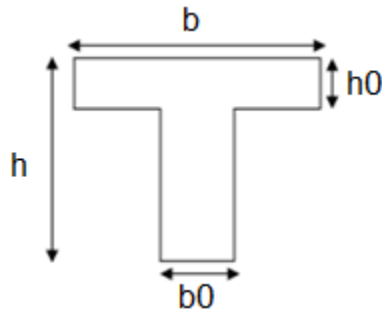


Figure III.11 dimension d'une poutrelle

**Données :**

- Largeur de la poutrelle  $b = 65$  cm
- Largeur de l'âme  $b_0 = 12$  cm
- Hauteur de la section  $h_t = 25$  cm
- Hauteur de la section  $h_0 = 5$  cm
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0.9h = 22.5$  cm

Et on a:

- Contrainte de l'acier utilisé  $f_e = 400$  MPA.
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPA.
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 0.6 + (0.06 \times f_{c28}) = 2.1$  MPA.
- Fissuration Peu préjudiciable.
- Contrainte de compression du béton à l'E.L. U :  $f_{bc} = (0.85 \times f_{c28}) / 1.5 = 14.17$  MPA.

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales de la poutrelle **type 03** (1<sup>er</sup> étage) :

- **ELU :**

$$M_{\max(\text{travée})} = 15.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max(\text{appui})} = 18.13 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 22.60 \text{ KN}$$

**I.1.7.1 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L. U) :****a) En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table.

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

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left( 0.225 - \frac{0.05}{2} \right) = 0.092105 \text{ MN.m}$$

$$M_{t\max} = 0.01562 \text{ MN.m} < M_t = 0.092105 \text{ MN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$  soumise

à :  **$M_{t\max} = 0.01562 \text{ MN.m}$**

- **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{t\max}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b}$$

$$\mu_u = \frac{15,62 \times 10^{-3}}{14.17 \times (0.225)^2 \times 0.65} = 0.0335 < 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0426$$

- **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0,221\text{m}$$

- **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

- **Calcul de ferrailage  $A_{st}$  :**

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} \Rightarrow A_{st} = \frac{15.62 \times 10^{-3}}{0.221 \times 347.826} = 2.032 \text{ cm}^2$$

On adopte :  **$A_{st}$ : 2T12=2.26 cm<sup>2</sup>**

$$\mathbf{A_{st}: 1T12=1.13 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{st} > \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 2.26 \text{ cm}^2 > 1.766 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{C.V}$$

- b) En appui :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 25) = 300 \text{ cm}^2$

$$\mathbf{M_{amax} = 0.01813 \text{ MN.m}}$$



- **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{amax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{18.13 \times 10^{-3}}{14.17 \times (0.225)^2 \times 0.12} = 0.211 < 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.3$$

- **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.198 \text{ m}$$

- **Section théorique d'armatures :**

$$\alpha_R = 0.668 \Rightarrow 0.259 < \alpha < \alpha_R \text{ et } : 0.186 \leq \mu_u \leq \mu_R \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\xi_{bc} = 3.5$$

$$\xi_{st} = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \xi_{bc} \Rightarrow \xi_{st} = 2.33$$

$$\xi_{es} = 1.74\% \Rightarrow \xi_{st} > \xi_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = \frac{M_{amax}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{18.13 \times 10^{-3}}{0.198 \times 347.826} = 2.633 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{st} : 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$A_{sr} : 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{st} > \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 > 0.326 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

### I.1.7.2 Vérification des contraintes à (l'E.L. S) :

#### a) En travée :

$$M_{ser} = 0.01120 \text{ MN.m}$$

#### ➤ Position de l'axe neutre :

- **On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta \cdot A_{sc}(x - d') - \eta \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A_{sc} = 0 ; A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$32.5x^2 - 15 \times 2.26 \times (22.5 - x) = 0.$$

$$\Rightarrow x = 4.35 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Hypothèse vraie.}$$

➤ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{65}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{65}{3}(4.35)^3 + 15 \times 3.39 \times (22.5 - 4.35)^2 = 18534.5797 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.0112 \times 10^6}{18534.5797} \times 4.35 = 2.63 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

**b) En appuis :**

$$M_{ser} = 0.01301 \text{ MN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b_0 x^2}{2} + \eta \cdot A_{sc}(x - d') - \eta \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A_{sc} = 0 ; A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$6x^2 - 15 \times 3.39 \times (22.5 - x) = 0$$

$\Rightarrow x = 10.21 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \Rightarrow$  Hypothèse fautive, mais il n'est pas nécessaire de recalculer un nouveau  $x$  parce que :  $x = 10.21 \text{ cm}$ , il vérifie les contraintes après.

➤ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{12}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{12}{3} \times (5.21)^3 + 15 \times 3.39 \times (22.5 - 5.21)^2 = 15766.9875 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = \frac{0.01301 \times 10^6}{15766.9875} \times 5.21 = 4.3 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

**I.1.8 Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{25}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq 0.71 \text{ cm} \quad \text{Donc : on choisit : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

**I.1.9 Calcul des espacements des cadres :**

D'après le **R.P. A99-V-2003** :

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq 6.25 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } S_t = 6 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**  $S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq 12.5 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } S'_t = 12 \text{ cm}$$

**I.1.10 Vérification :**

**I.1.10.1 Vérification au cisaillement :**

L'effort tranchant maximal :  $T_{u\max} = 22.60 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{22.60 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 0.84 \text{ MPA}$$

- **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPA} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

**I.1.10.2 Vérification au glissement :**

- **En appui :**

$$T_{u\max} - \frac{M_{a\max}}{0.9 \cdot d} \leq 0$$

$$\Rightarrow 22.60 - \frac{15,624}{0,9 \times 0.225} = -48.55 \text{ KN} \leq 0 \quad \text{C.V}$$

**I.1.10.3 Vérification de la flèche :**

D'après le **B.A.E.L.91** :  $f \leq f_{adm}$

$$L > 500 \text{ cm} \Rightarrow \text{Tel que: } f_{adm} = \frac{L_{max}}{1000} + 0.5 \text{ avec : } L_{max} = 505 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_{adm} = 1.005 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPA}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + \eta \cdot A_{st} \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 = 8.8025 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\text{avec : } \rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.225} = 8.37 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{8.37 \times 10^{-3} \times \left( 2 + 3 \frac{0.12}{0.65} \right)} = 4.91$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 8.37 \times 10^{-3} \times 347.826 + 2.1} = 0.7326$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 8.8025 \times 10^{-4}}{1 + 4.91 \times 8.37 \times 10^{-3}} = 9.3005 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{11.2 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 32164.2 \times 9.3005 \times 10^{-4}} = 9.5482 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\Rightarrow f_i = 9.5482 \times 10^{-5} \text{ m} \ll \ll f_{adm} = 0.01005 \text{ cm} \quad \mathbf{C.V}$$

**I.1.11 Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre  $\phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_s = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

$\phi$  : diamètre d'une barre égale 1.4 cm

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre :  $b=12 \text{ cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1.4 = 7.7 \text{ cm}$$

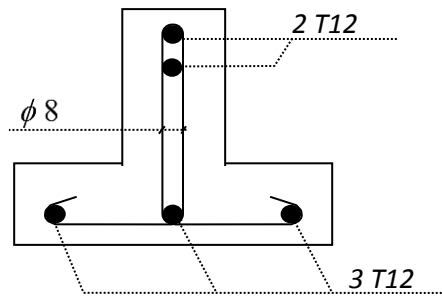


Figure III.12: La coup de ferrailage sur appui

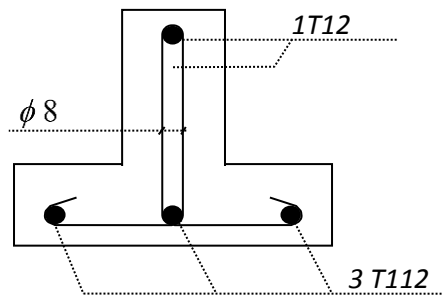


Figure III.13: La coup de ferrailage sur travée

Tableau III.11: L'ancrage des armatures des poutrelles

$\phi$ (mm)	$\tau_s$ (MPa)	Ls(cm)	L1(cm)	r(cm)	L2(cm)	L(cm)
10	2.835	35.27	10	5.5	4.53	15
12	2.835	42.33	12	6.6	5.44	15
14	2.835	49.38	14	7.7	6.34	15
16	2.835	56.43	16	8.8	7.24	18

## I.1.12 Ferrailage de tous les types des poutrelles :

Tableau III.12: Récapitulation du ferrailage des poutrelles

	Types	Armatures longitudinales				Armatures transversale (mm)	Espacement (cm)
		En travée		En appui			
		A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>sa</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix		
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>eme</sup> Etages	1	0.77	2T12	3.18	3T12	6	12 (zone Courante)
	2	1.72	2T12	3.39	3T12		6 (zone Nodale)
	3	2.26	2T12	3.39	3T12		
	4	1.23	2T12	2.47	3T12		
3 <sup>er</sup> au 9 <sup>eme</sup> Etages	1	0.67	2T12	3.28	3T12	6	12 (zone Courante)
	2	1.50	2T12	3.31	3T12		6 (zone Nodale)
	3	1.05	2T12	2.25	3T12		
	4	1.81	2T12	2.11	3T12		
Terrasse Inaccessible	1	0.73	2T12	3.14	3T12	6	12 (zone Courante)
	2	1.33	2T12	3.27	3T12		6 (zone Courante)
	3	1.91	2T12	2.46	3T12		
	4	1.96	2T12	2.31	3T12		

## I.2 Etude des balcons :

## I.2.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{3.25} = 0.415 \Rightarrow \frac{L_x}{L_y} > 0.4$$

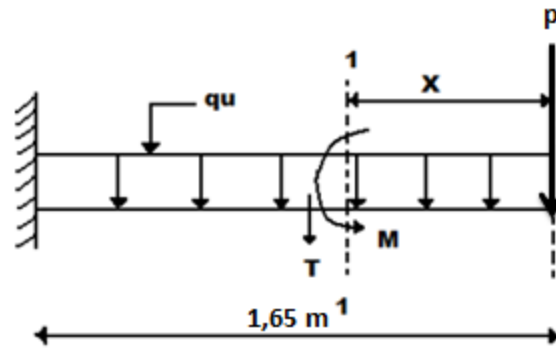
Donc : c'est une dalle portant dans deux sens.

- Condition de flèche :

$$h \geq \frac{l_x}{30} \Rightarrow h \geq \frac{135}{30} \Rightarrow h \geq 4.5 \text{ cm}$$

Donc: on prend : **h = 15cm.**

## I.2.2 Combinaisons d'action :



Le calcul se fait comme une console pour une bande de 1 ml.

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 5.11 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.3 \text{ KN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} \times 1 \text{ ml} \Rightarrow P = 1.56 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 12.15 \text{ KN/ml} \\ P_u = 1.35P \Rightarrow P_u = 2.106 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.61 \text{ KN/ml} \\ P_s = P \Rightarrow P_s = 1.56 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

## I.2.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

## a. ELU:

section 1 - 1 :  $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} = -2.106x - \frac{12.15}{2}x^2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.35) = -13.91 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$M'(x) = -P_u - q_u \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{-P_u}{q_u} \Rightarrow x = -0.173 [0, 1.35]$$

$$T(x) = P_u + q_u \cdot x = 2.106 + 12.15x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2.106 \text{ KN} \\ T(1.35) = 18.5085 \text{ KN} \end{cases}$$

## b. ELS:

section 1 - 1 :  $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

$$M(x) = -P_s \cdot x - q_s \frac{x^2}{2} = -1.56x - \frac{8.61}{2}x^2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.35) = -9.95 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$M'(x) = -P_s - q_s \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{-P_s}{q_s} \Rightarrow x = -0.18 [0, 1.35]$$

$$T(x) = P_s + q_s \cdot x = 1.56 + 8.61x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1.56 \text{ KN} \\ T(1.35) = 13.18 \text{ KN} \end{cases}$$

## I.2.4 Récapitulation des moments et des efforts tranchants :

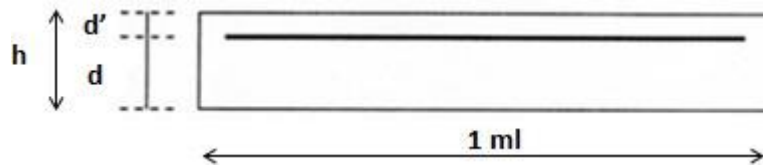
Tableau III.13: Récapitulation de M et T de la dalle pleine balcon

x(m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	2.106	0	1.56
1.65	-13.91	18.508	-9.95	13.18

## I.2.5 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon :

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

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ d' = 0.1h = 1.5 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} \end{cases}$$



ELU :

• Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13.91 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times (0.135)^2} = 0.0539 < \mu_R = 0.392$$

$\Rightarrow$  Section simple armature  $\Rightarrow A_{sc} = 0$

donc : les armatures comprimé ne sont pas nécessaires

• Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.06925$$

• Bras de levier :

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.131 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

• Calcul de ferrailage  $A_{st}$  :

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{13.91 \times 10^{-3}}{0.131 \times 347.826} = 3.053 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$



- **Condition de non fragilité:**

La section minimale:

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times b \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc: on adopte: **4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml**

- **Condition de R.P. A99-V-2003 :**

$A_{\min} = 0.5\%(b \times h)$  dans toute la section.

$$\text{ona : } A_{\min} = \frac{0.5}{100} \times (0.15 \times 1) = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{\text{choisie}} = \frac{4.52 \text{ cm}^2}{\text{ml}} < 7.5 \text{ cm}^2 \quad \text{C. N. V}$$

le nouveau choix : **A<sub>st</sub> = 7T12 = 7.92 cm<sup>2</sup>**

- **Armature de répartition :**

$$\text{En travée et en appui : } \Rightarrow A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

En prend : **4T10 de section 3.14 cm<sup>2</sup>/ml**

- **Espacement :**

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow$  direction la plus sollicité (**B. A. E. L91**)

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(45 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}) \quad \text{C. V}$$

## I.2.6 Vérification :

### I.2.6.1 Vérification à l'ELS :

#### a. En travée:

##### 1. Position de l'axe neutre:

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - \eta \cdot A_{st}(d - x) &= 0 \Rightarrow \frac{100}{2}x^2 - 15 \times 7.92(13.5 - x) \\ &\Rightarrow 50x^2 + 118.8x - 1603.8 = 0 \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 578.68 \\ &\Rightarrow x = 4.60 \text{ cm} \end{aligned}$$

##### 2. Moment d'inertie:

$$\begin{aligned} I &= \frac{b \times x^3}{3} + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \\ I &= \frac{100}{3} \times 460^3 + 15 \times 7.92 \times (13.5 - 460)^2 = 1.265 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

##### 3. Calcul des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = \frac{9.95 \times 10^{-3} \times 0.460}{1.265 \times 10^{-4}} = 3.618 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser}(d - x)}{I} = \frac{15 \times 9.95 \times 10^{-3}(0.135 - 0.0460)}{1.265 \times 10^{-4}} = 105.01 \text{ MPA}$$

#### 4. Calcul des contraintes admissibles:

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPA (F.p)}$$

#### 5. Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = 3.618 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 105.01 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

#### I.2.6.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPA}\right) \Rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \min(2.5 \text{ MPA} ; 4 \text{ MPA})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{18.508 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.137 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.137 \text{ MPA} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

#### I.2.6.3 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.35} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.111 > 0.0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 5.866 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \quad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

#### I.2.7 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Tableau III14. Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon

Armature longitudinal (cm <sup>2</sup> /ml)			Armature de répartition (cm <sup>2</sup> /ml)	
A <sub>st</sub> calculé	A <sub>min</sub> (RPA)	A <sub>st</sub> choisi	A <sub>r</sub> calculé	A <sub>r</sub> choisi
4.52	7.5	7T12 = 7.92	1.98	5T10 = 3.14

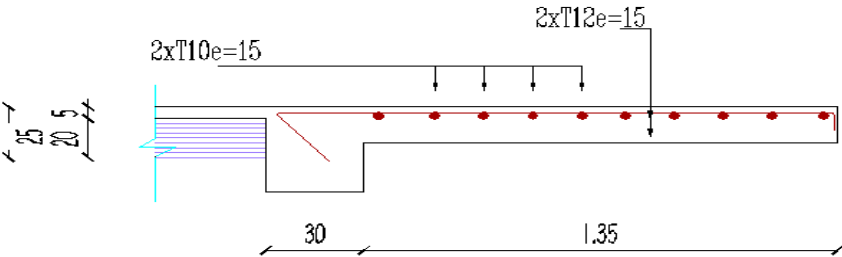


Figure III.14: Ferrailage de la dalle pleine balcon

**CHAPITRE IV :**  
**ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

## I.1 Etude des escaliers :

### I.1.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

### I.1.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche « h », le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

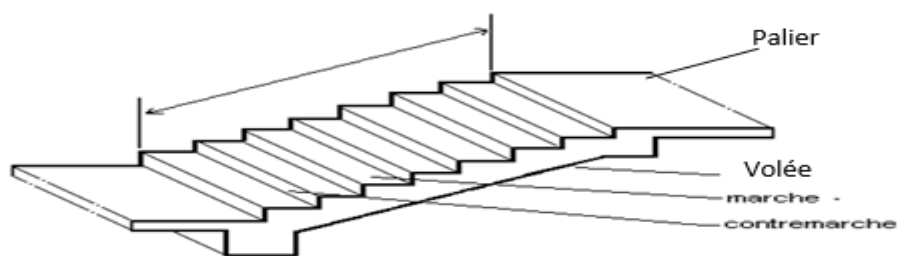


Figure IV.15: schéma d'un escalier

### I.1.3 Dimension des escaliers :

Pour les dimensions des marches « g » et contre marches « h' », on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq 2h' + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec :

$h'$  : hauteur de la marche (contre marche),

$g$  : largeur de la marche.

On prend :  $2h' + g = 64 \text{ cm}$

$H$  : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$H = n \times h = \frac{he}{2}$$

$n$  : nombre de contre marches.

$n'$  : nombre de marches.

$L$  : projection horizontale de la longueur totale du Volée :  $L = \left(\frac{n}{2-1}\right)g$

**I.1.3.1 Dimensionnement des marches et contre marches :**

$g$  : le giron  $\Rightarrow$  on adopte  $g = 30$  cm

Alors :  $\Rightarrow 29 \text{ cm} \leq 2h \leq 36 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$

**I.1.3.2 Nombre de marches et contre marches :**

Le nombre de contre marches est :  $n_1 = h_e/17 \Rightarrow n_1 = \frac{281}{17} \Rightarrow n_1 = 16.53$

on prend :  $\mathbf{n_1 = 18 \text{ contre marches}} \Rightarrow (9 \text{ contre marches/volée})$ .

$n' = n_1 - 1 \Rightarrow n' = 9 - 1 = 8$  donc :  $\mathbf{n' = 8 \text{ marches/volée}}$ .

**I.1.3.3 La longueur de la ligne de foulée :**

$L = (n_1 - 1) \times g \Rightarrow L = (9 - 1) \times 0,30 \Rightarrow \mathbf{L = 2,4 \text{ m}}$

**I.1.3.4 L'inclinaison de la paillasse :**

L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale est représentée par :

$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,55^\circ \Rightarrow \text{cos}\alpha = 0,87$

**I.1.3.5 Epaisseur de la paillasse ( $e_v$ ) :**

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\text{cos}\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\text{cos}\alpha}$$

$$\frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9.195 \text{ cm} \leq e_v \leq 13.793 \text{ cm}$$

On prend:  $\mathbf{e_v = 12 \text{ cm}}$

**I.1.3.6 Epaisseur de palier ( $e_p$ ) :**

$$\frac{L}{20} \leq e_p \leq \frac{L}{15} \Leftrightarrow \frac{240}{20} \leq e_p \leq \frac{240}{15} \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq e_p \leq 16 \text{ cm}$$

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

## I.1.4 Evaluation des charges et des surcharges :

## I.1.4.1 Paillasse :

Tableau IV.15: descente des charges de paillasse

Désignation	E (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical (ep×20×h/g)	0,02	20,00	0,23
Mortier de ciment vertical (ep×20×h/g)	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse (ep×25/cos $\alpha$ )	0,12	25,00	3,00
Poids propre des marches h/2×25	/	25,00	2.13
Garde-corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
<b>G(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>7.05</b>		
<b>Q(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2.50</b>		

## I.1.4.2 Palier :

Tableau IV.16: descente des charges de palier

Désignation	e (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier ep×25	0.15	25	3
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	0.10	0.20
<b>G(KN/m)</b>	<b>4.36</b>		
<b>Q(KN/m)</b>	<b>2.50</b>		

### I.1.5 Les types des escaliers :

Type 1 : (RDC ; 1<sup>er</sup> étage ; 2...9<sup>eme</sup>)

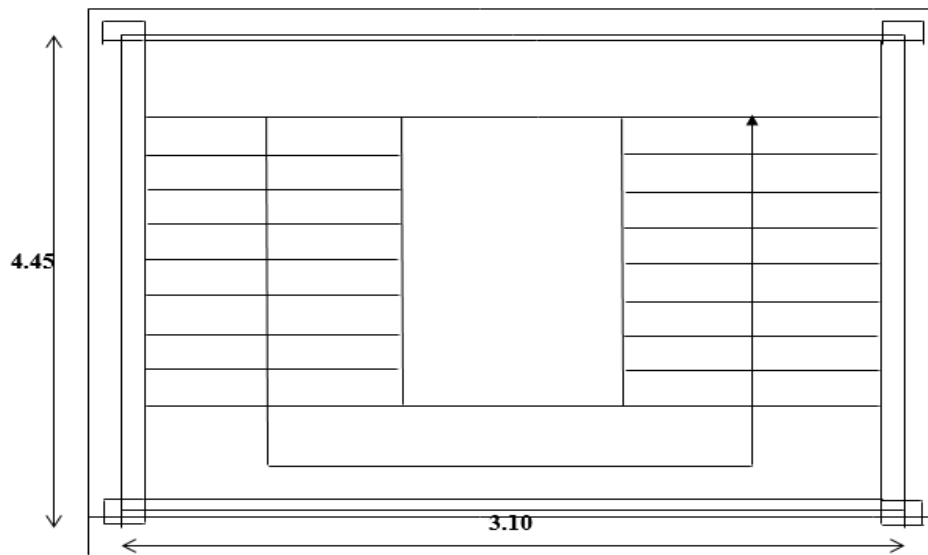


Figure IV.16: la coupe horizontale d'un escalier

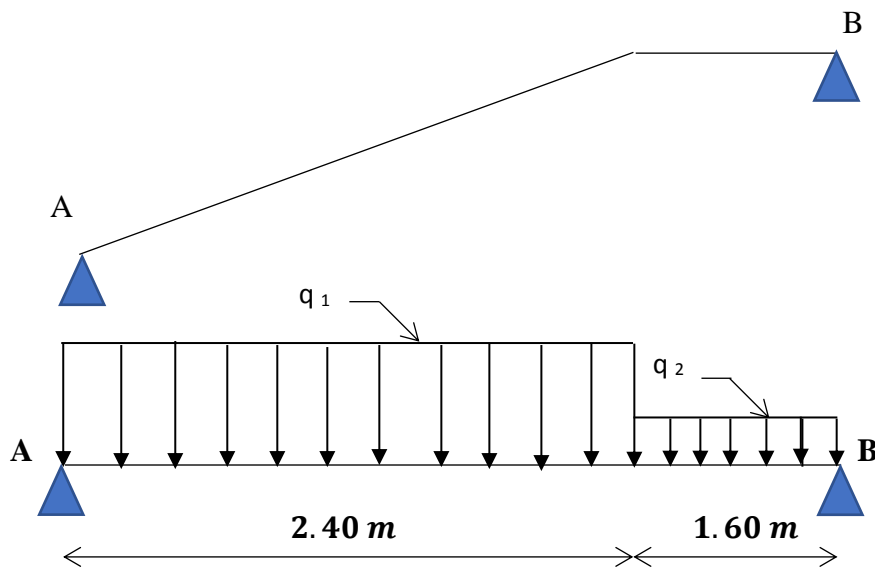


Figure IV.17: schéma statique d'un escalier

### I.1.6 Détermination des efforts internes des escaliers :

- E.L.U :

$$\sum F/V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (13.27 \times 2.4) + (9.64 \times 1.6) = 47.27 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow -R_B \times 4 - (9.64 \times 1.6 \times 0.8) - (13.27 \times 2.4 \times 2.8) \Rightarrow R_B = 25.38 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_A = 25.38 \text{ KN} \\ R_B = 21.89 \text{ KN} \end{cases}$$



Tableau IV.17: calcul des sollicitations à E.L.U

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.91 \text{ m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A = 25.38 \text{ KN}$ $X = (2.4) \Rightarrow T(x) = -6.47 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x = 1.91) = 24.27 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2.4) = 12.69 \text{ KN.m}$
$0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$		$T(x) = -R_B - q_2 \cdot x$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = -21.89 \text{ KN}$ $X = 1.6 \Rightarrow T(x) = -37.31 \text{ KN}$	$M(x) = -R_B \cdot x + q_2 \times (x^2 / 2)$ $M(0) = 0$ $M(1.6) = -22.68 \text{ KN.m}$

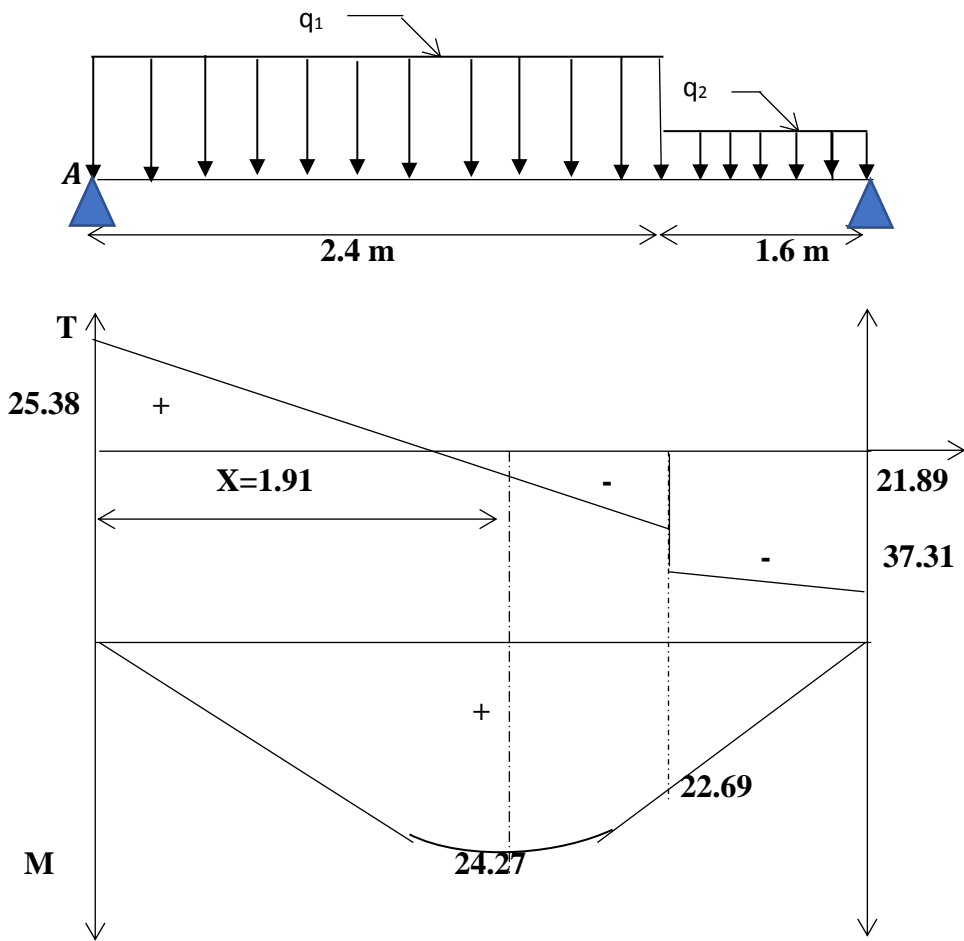


Figure IV.18: diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à E.L.U

Donc :  $M_{max} = 24.27 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_{max} \\ M_a = 0.50 \times M_{max} \end{cases}$$

D'où :  $M_t = 0,85 \times 24.27 = 20.63 \text{ KN.m}$

$$M_a = 0.5 \times 24.27 = 12.14 \text{ KN.m}$$

• **E.L.S :**

$$\sum F/V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (9.55 \times 2.4) + (6.86 \times 1.6) = 33.90 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow -R_A \times 4 - (9.55 \times 2.4 \times 2.8) - (6.86 \times 1.6 \times 0.8) \Rightarrow R_A = 18.24 \text{ KN}$$

Donc :  $\begin{cases} R_A = 18.24 \text{ KN} \\ R_B = 15.66 \text{ KN} \end{cases}$

**Tableau IV.18: calcul des sollicitations à E.L.S**

Distance	Schéma statique	Effort tranchant(T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.91 \text{ m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A = 18.24 \text{ KN}$ $X = (2.4) \Rightarrow T(x) = -4.68 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x = 1.91) = 17.42 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2.4) = 16.28 \text{ KN.m}$
$0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$		$T(x) = -R_B - q_2 \cdot x$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = -15.66 \text{ KN}$ $X = 1.6 \Rightarrow T(x) = -26.64 \text{ KN}$	$M(x) = -R_B \cdot x + q_2 \cdot x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(1.6) = -16.28 \text{ KN.m}$

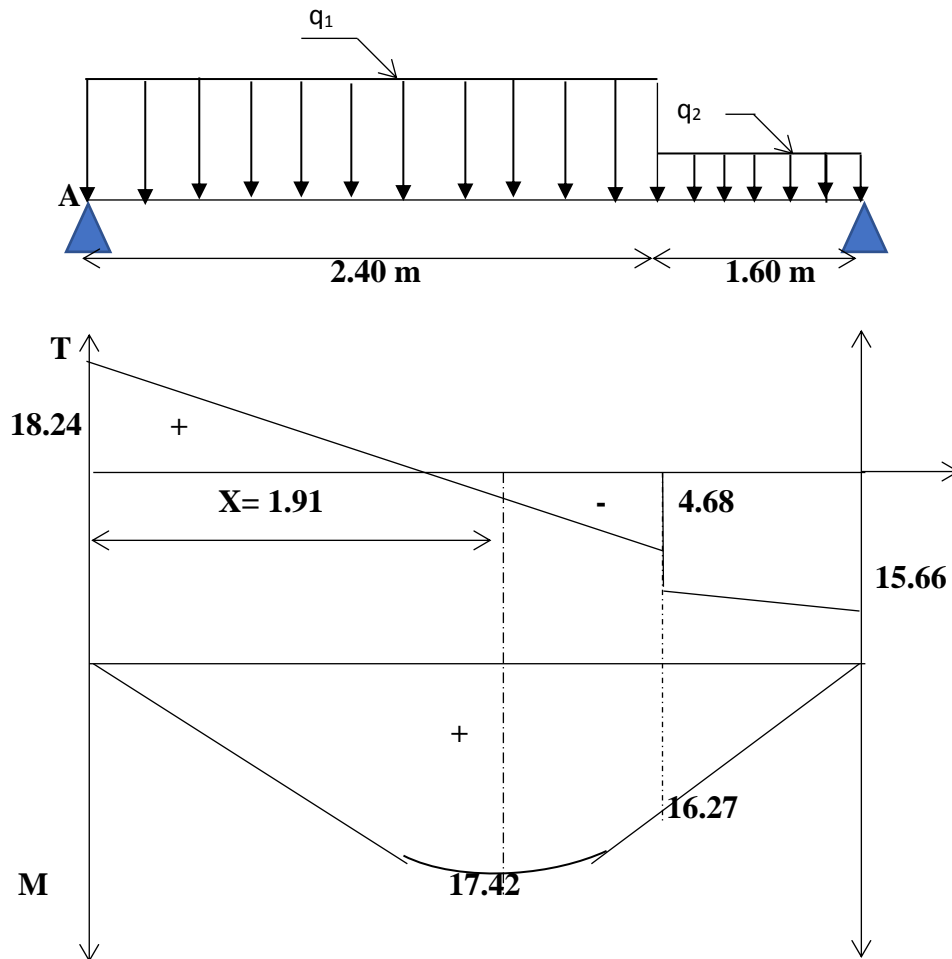


Figure IV.19: diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à E.L.S

Donc :  $M_{max} = 17.42 \text{ KN.m}$

$$M_T = 0,85 \times M_{max}$$

$$M_A = 0,5 \times M_{max}$$

D'où :  $M_T = 0,85 \times 17.42 = 14.81 \text{ KN. m}$

$$M_A = 0,5 \times 17.42 = 8.71 \text{ KN. m}$$

Tableau IV.19: sollicitation d'escalier

Type	ELU		ELS	
	$M_{max}(\text{KN.m})$	$T_{max}(\text{KN})$	$M_{max}(\text{KN.m})$	$T_{max}(\text{KN})$
Type 1	24.27	25.38	17.42	18.24

Tableau IV.20: le moment en travée et en appui

Type	ELU		ELS	
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)
Type 1	20.63	12.14	14.81	8.71

### I.1.7 Détermination du ferrailage des escaliers :

✚ En travée :

a. E.L.U :

• **Données :**

Section : h=0.12 m ; b=1.00 m ; d=0.108 m

Béton :  $f_{c28}=25$  MPA.

Acier : HA FeE400

• **Calcul :**

$$M_u = 0,85. M_{max} \Rightarrow M_u = 0.02063 \text{ MN.m}$$

✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,02063}{14.17 \cdot (0.108)^2 \cdot 1} = 0.125 < 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.167$$

✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.101 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.02063}{0.101 \times 347.826} = 5.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le R.P.A :  $A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h$

$$\Rightarrow A_{st} = 5.87 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} = 0.005 \times 1.00 \times 0.12 = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{C. N. V}$$

On adopte :  $A_{st} : 6T14=9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} > 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.47 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_r = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b. E.L.S :**

$M_s=0.01481 \text{ MN. m}$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - 15 \times A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 138.6x - 1496.88 = 0 \Rightarrow x = 4.26 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$I = \frac{100}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (4.26)^3 + 15 \times 9.24 \times (10.8 - 4.62)^2 = 7870.43 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = \frac{0,01481 \times 10^6}{7870.43} \times 4.26 = 8.02 \text{ MPA}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8.02 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

✚ **En appui :**

a. **E.L.U :**

$$M_u = 0.5 M_{\max} \Rightarrow M_u = 0,01214 \text{ MN.m}$$

✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,01214}{14.17 \times (0.108)^2 \times 1} = 0.073 < 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.095$$

✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.104 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.01214}{0.104 \times 347.826} = 3.36 \text{ cm}^2$$

**D'après le R.P.A :**  $A_{\min} = 0.5\%b \cdot h$

$$A_{\min} = 0.005 \times 1 \times 0.12 = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

On adopte  $A_{st} : 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_r = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$

**b. E.L.S :**

$$M_s = 0.00871 \text{ MN. m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - 15 \times A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 101.85x - 1099.98 = 0 \Rightarrow x = 3.78 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$I = \frac{100}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (3.78)^3 + 15 \times 6.79 \times (10.8 - 3.78)^2 = 6819.55 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = \frac{0.00871 \times 10^6}{6819.55} \times 3.78 = 4.83 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.83 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{25.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.235 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{4.08}{3.50} > \frac{1}{16} \Rightarrow 1.166 > 0.0625 \quad \text{C.V}$$

Avec : h: hauteur de la cage d'escalier.

l: distance entre appuis.

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24 \times 10^{-4}}{1 \times 0.108} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 8.55 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_x} \Rightarrow \frac{4.08}{3.50} \geq \frac{25.38}{10 \times 17.42} \Rightarrow 1.166 \geq 0.145 \quad \text{C. V}$$

Tableau IV.21: Récapitulation du ferrailage des escaliers

		A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>r</sub> choisi (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Type 01	Travée	5.87	6T14=9.24	12	1.47	5T10=3.93	20
	Appui	3.36	6T12=6.79	15	1.70	3T10=2.36	

**I.1.8 Etude de la poutre palière :**

La poutre palière est considérée comme appuyée sur les deux extrémités.

**I.1.8.1 Prédimensionnement de la poutre palière :**

Selon le : **BAEL91**, le critère de rigidité est :

Avec :  $\begin{cases} L : \text{la distance entre axe de poteau (L = 4 m)} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{cases}$

$$\left\{ \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.6 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } h = 40 \text{ cm.} \right.$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

Donc on prend la section des poutres palière : **(30×40) cm<sup>2</sup>**

- Selon le : **R.P.A 99-V-2003** les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \quad \text{C. V} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \quad \text{C. V} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \quad \text{C. V} \end{cases}$$

**I.1.8.2 Charge supportée par la poutre palière :**

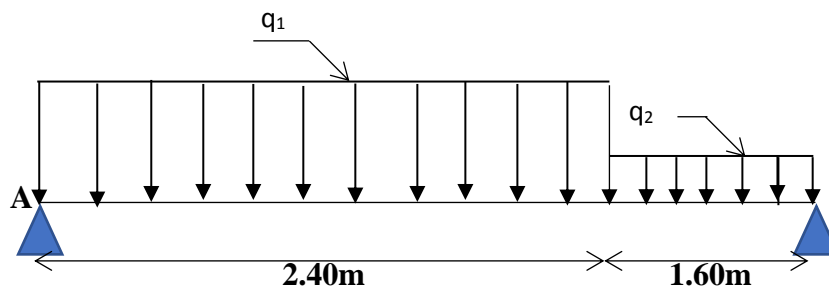


Figure IV.20 : la longueur de la poutre palière



✚ **Poids propre de la poutre palière :**

$$PP_1 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3.0 \text{ KN/m}$$

✚ **Poids du mur situé sur la poutre palière :**

$$P_1 = 2.81 \times 2.66 = 7.47 \text{ KN/m}$$

✚ **L'effort tranchant qui s'applique sur la poutre palière :**

$$T_u = 37.31 \text{ KN} ; T_s = 15.66 \text{ KN}$$

✚ **Calcul du poids propre total situé sur la poutre palière :**

$$\text{ELU : } G = PP_1 + P_1 + T_u = 3 + 7.47 + \frac{37.31 \times 2}{3.10} \Rightarrow G = 34.54 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } G = PP_1 + P_1 + T_s = 3 + 7.47 + \frac{15.66 \times 2}{3.10} \Rightarrow G = 20.57 \text{ KN/m}$$

**I.1.9 Calcul des sollicitations:**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q \Rightarrow \text{avec : } Q = 0 \text{ (charges d'exploitation de la poutre palière)}$$

**Tableau IV.22: Détermination des efforts internes de la poutre palière**

	G (KN/m)	q (KN/m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN.m)
<b>ELU</b>	34.54	46.629	112.79	112.97
<b>ELS</b>	20.57	20.57	52.18	52.26

**I.1.10 Calcul du ferrailage de la poutre palière :**

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_{\max} = 95.87 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_{\max} = 56.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ **ELU :**

**a. En travée :**

✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{95.87 \times 10^{-3}}{14.17 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 0.3} = 0.174 < 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0.241$$

✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.325 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.09587}{0.325 \times 347.826} = 8.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Donc on adopte : **6T14** de section **9.24cm<sup>2</sup>**

**b. En appui :**

✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{56.40 \times 10^{-3}}{14.17 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 0.3} = 0.102 < 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.135$$

✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0.341 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.05640}{0.341 \times 347.826} = 4.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{sa} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Donc on adopte : **2T14 + 1T16** de section **5.09 cm<sup>2</sup>**

✓ **Condition du RPA99-V-2003 :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = \frac{0.5}{100} \times 0.3 \times 0.4 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 6T14 + 2T14 + 1T16 = 14.33 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

### I.1.11 Vérification :

#### I.1.11.1 Vérification à l'ELS :

a. **En travée :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

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

$$15x^2 + 138.6x - 4989.6 = 0 \Rightarrow x = 14.19 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$I = \frac{30}{3} x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30}{3} (14.19)^3 + 15 \times 9.24 \times (36 - 14.19)^2 = 94501.138 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$M_{ser} = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 52.18 \Rightarrow M_{ser} = 44.35 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{44.35 \times 10^{-3} \times 0.149}{9.45 \times 10^{-4}} = 6.99 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 6.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

Les armatures calculées à l'E.L. U conviennent.

b. **En appui :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - 15 \times A_{sa}(d - x) = 0$$

$$15x^2 + 76.35x - 2748.6 = 0 \Rightarrow x = 11.23 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \times (11.23)^3 + 15 \times 5.09 \times (36 - 11.23)^2 = 61007.243 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$M_{ser} = 0.5 \times M_{max} = 0.5 \times 52.18 \Rightarrow M_{ser} = 26.09 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{26.09 \times 10^{-3} \times 0.1123}{6.1 \times 10^{-4}} = 4.8 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.8 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

**I.1.11.2 Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{112.97 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 1.046 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

Donc Il n'y a pas risque de cisaillement.

**I.1.11.3 Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{4} > \frac{1}{16} \Rightarrow 10 > 0.0625 \quad \text{C.V}$$

Avec : h: hauteur de la poutre palière.

l: distance entre appuis de la poutre palière.

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 36} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 8.55 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_x} \Rightarrow \frac{40}{4} \geq \frac{95.87}{10 \times 112.79} = 10 \geq 0.0850 \quad \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**I.1.12 Armatures transversales  $A_t$  :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$$

On prend:  $\phi_t = 8\text{mm}$

**I.1.13 Calcul d'espacement des cadres :**

**D'après le R.P.R 99-V-2003 :**

▪ **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) = \min(10 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

$$s_t \leq 10 \text{ cm}$$

Donc :  $s_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } s_t = 12 \text{ cm}$$

**Tableau IV.23: Récapitulation du ferrailage de la poutre palière**

	$A_{st}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix ( $\text{cm}^2$ )	$s_t$ ( $\text{cm}$ )
<b>Travée</b>	8.48	1.30	<b>6T14=9.24</b>	12 (zone courante)
<b>Appuis</b>	4.76	1.30	<b>2T14+1T16=5.09</b>	10 (zone nodale)

## I.2 Etude DE L'ACROTÈRE :

### I.2.1 Introduction :

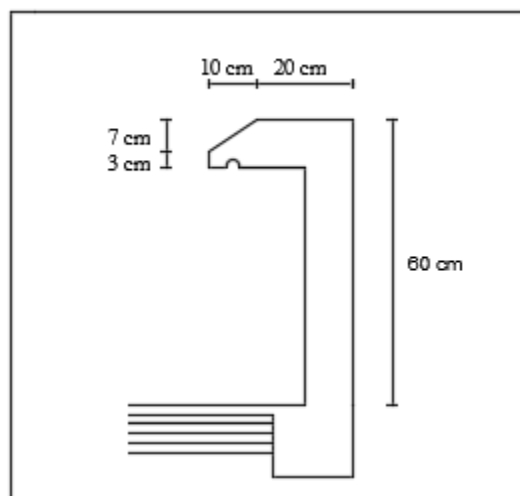
L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse (dans notre cas, on a une terrasse inaccessible). Elle forme en quelque sorte un petit garde-corps, considérée comme une console encastrée au niveau du plancher, soumise à son poids propre et une poussée horizontale due au vent.

En général, elle a pour rôle de :

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

### I.2.2 Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée car elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale, dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.



**Figure IV.21: Schéma de l'acrotère**

**I.2.3 Poids propre de l'acrotère :**➤ **Charge permanente :**

$$G = \rho \times S \quad \text{Avec : } \begin{cases} \rho : \text{ poids volumique de béton} \\ S : \text{ surface de l'acrotère} \end{cases}$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + \left( \frac{0.10 \times 0.05}{2} \right) + (0.05 \times 0.10) \Rightarrow S = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0675 \times 25 \Rightarrow G = 1.688 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

D'après le **R.P.A 99-V-2003** :  $Q = F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0.12 \text{ ( coefficient d'accélération de la zone )} \\ W_p = 1.688 \text{ KN/ml ( poids de l'acrotère )} \\ C_p = 0.8 \text{ ( facteur de la force horizontale )} \end{cases}$$

$$Q = 4 \times 0.12 \times 0.8 \times 1.688 \Rightarrow Q = 0.648 \text{ KN/ml}$$

**I.2.4 Calcul des Sollicitations :**

Les sollicitations qui existent sont : les moments fléchissant et efforts normaux, donc Le calcul de ces derniers se fait par rapport l'encastrement.

$$\text{ELU : } \begin{cases} N_u = 1,35 \times G \\ M_u = 1,50 \times Q \times \frac{L^2}{2} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} N_u = G \\ M_u = Q \times \frac{L^2}{2} \end{cases}$$

**Tableau IV.24: Calcul des sollicitations**

	<b>N (KN)</b>	<b>M (KN/ml)</b>
<b>ELU</b>	2.279	0.175
<b>ELS</b>	1.688	0.117

**I.2.5 Calcul de l'excentricité :**

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.175}{2.279} = 7.68 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

### I.2.6 Détermination du ferrailage de l'acrotère :

✚ E.L.U :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPA} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPA} ; \sigma_{st} = 347.826 \text{ MPA}$$

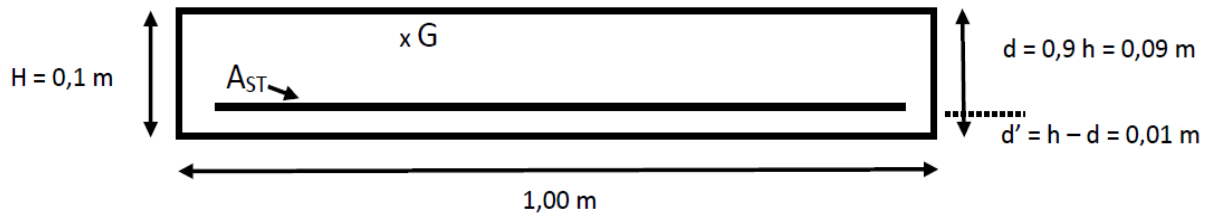


Figure IV.22: Section de calcul du ferrailage

$d$  : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$d'$  : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

➤ **Moment de flexion fictif ( $M_A$ ) :**

$$M_A = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_A = 0.175 + 2.279 \times \left(0.9 \times 0.1 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_A = 0.266 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.266 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.1) \times 14.17}$$

$$\mu_u = 2.086 \times 10^{-4} < \mu_R = 0.392 \text{ (S.S.A)} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0.090 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.826} \times \left( \frac{0.266 \times 10^{-3}}{0.090} - 2.279 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 1.945 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 0.019 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \left( \frac{2.1}{400} \right) = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on adopte : **4Ø8** de section **2.01 cm<sup>2</sup>/ml**

✚ **E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes :**

Les armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{et } (\overline{\sigma}_{st} \text{ est choisie en fonction de la fissuration)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{s} \\ \sigma_{st} = \frac{\eta \cdot N_s \cdot (d - x)}{s} \end{cases}$$

$\eta = 15$  c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

$x$  : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.117}{1.688} = 0.069 \text{ m} \Rightarrow e = 6.9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm} < e = 6.9 \text{ cm}$$

$N_u$  : est un effort de compression, et le centre de gravité se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.

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

$e_1$  : sera défini par l'équation du 3<sup>eme</sup> degrés suivante :  $e_1^3 + p \cdot e_1 + q = 0$

➤ **Détermination de p et q :**

$$p = -3 \left( e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot \eta \cdot A_{st}}{b} \times \left( e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \left( 0.069 - \frac{0.1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \times \left( 0.069 - \frac{0.1}{2} + 0.09 \right)$$

$$\Rightarrow p = 8.89 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$



$$q = 2 \times \left( e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot \eta \cdot A_{st}}{b} \times \left( e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left( 0.069 - \frac{0.1}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \times \left( 0.069 - \frac{0.1}{2} + 0.09 \right)^2$$

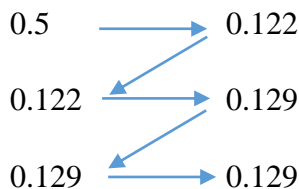
$$q = -2.135 \times 10^{-3}$$

➤ **Méthode des itérations successives :**

Pour calculer la valeur de  $e_1$  On utilise soit :  $e_1 = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q}$  ou :  $e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p}$

On utilise :  $e_1 = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q}$

On prend comme valeur initial de :  $\Rightarrow e_1 = 0.5 \text{ m}$



$\Rightarrow$  Donc on prend :  $e_1 = 0.129 \text{ m} = 12.9 \text{ cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{10}{2} + 12.9 - 6.9 \Rightarrow x = 11 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

**a. Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{s}$$

$$\text{Avec : } s = \frac{bx^2}{2} - \eta \cdot A_{st} \cdot (d - x)$$

$$s = \frac{1 \times 0.11^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.09 - 0.11) \Rightarrow s = 6.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.688 \times 10^{-3} \times 0.11}{6.11 \times 10^{-3}} = 0.03 \text{ MPA}$$

**b. Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot N_s \cdot (d - x)}{s} = \frac{15 \times 1.688 \times 10^{-3} \times (0.09 - 0.11)}{6.11 \times 10^{-3}} = 83.758 \text{ MPA}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

**a. Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

**b. Acier :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPA}$$

**c. Vérification :**

**Béton :**  $\sigma_{bc} = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

**Acier :**  $\sigma_{st} = 83.758 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on adopte : **4Ø6** de section **1.13 cm<sup>2</sup>/ml**

➤ **Espacement :**

$$S_t = \min(3h ; 33\text{cm}) = (30\text{cm} ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

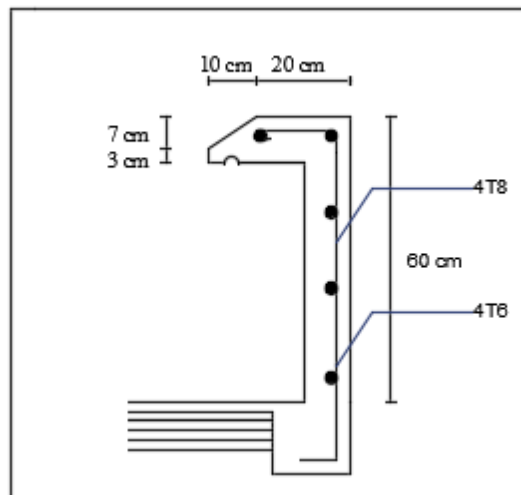


Figure IV.23 : dessin de ferrailage de l'acrotère

### I.3 Etude de l'ascenseur :

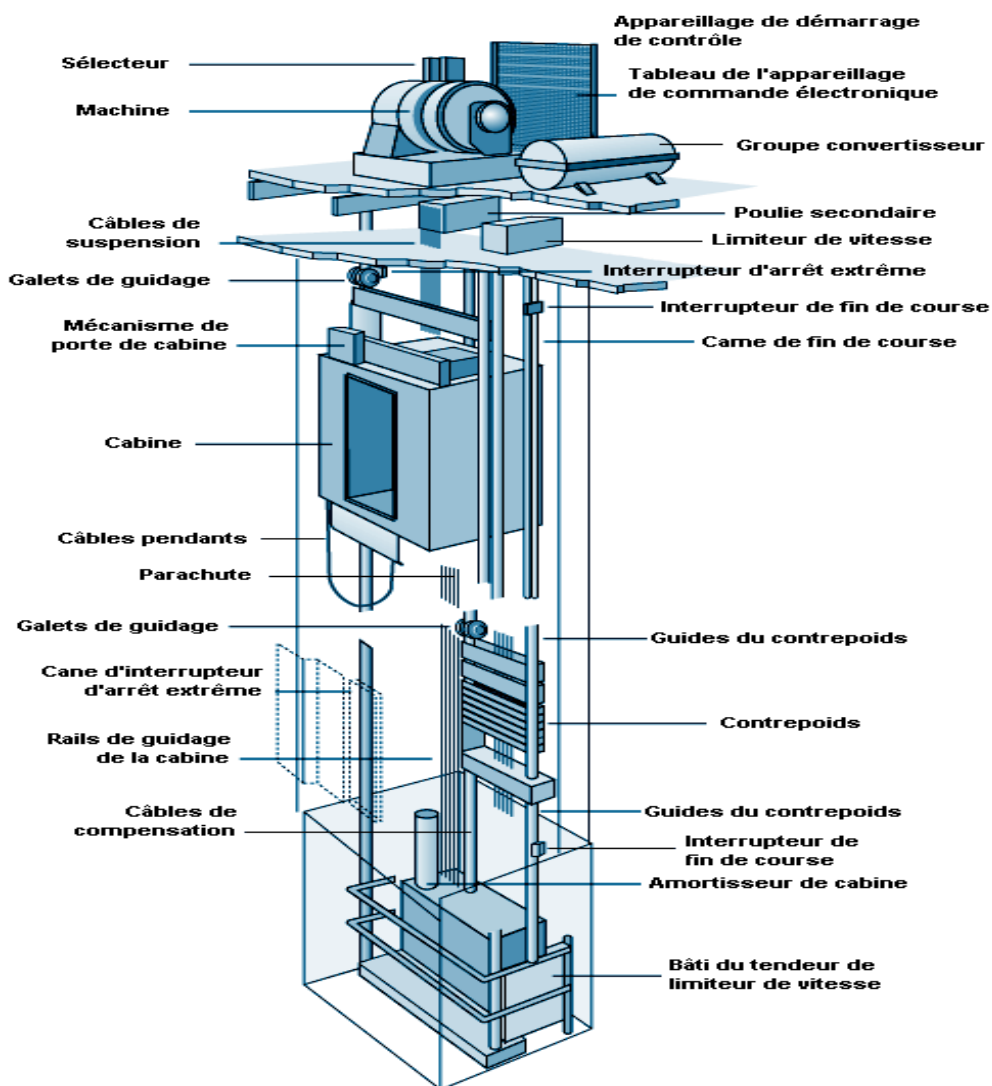
#### I.3.1 Introduction :

Les ascenseurs électriques à adhérence, certainement les plus répandus. Ils sont entraînés par des câbles de traction dont les extrémités sont fixées à la cabine et au contrepoids. Entre les deux se trouve la poulie de traction entraînée par un moteur électrique.

Les ascenseurs, monte-charge, escaliers mécaniques, etc. ne répondent qu'à une seule fonction, c'est la fonction d'usage (permettre à des personnes, des voitures ou des charges de passer d'un niveau à un autre).

Cela n'empêche pas que certaines parties puissent être traitées d'une façon esthétique.

Les ascenseurs situés dans des immeubles d'habitation doivent assurer le transport des personnes valides, handicapés et malades sur brancards, ainsi que des cercueils, des meubles (sommiers) et le matériel des pompiers.



Source: d'après Otis Elevator Company, New York.

Figure IV.24: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

L'ascenseur est composé de trois éléments essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

La cabine et contre poids sont situés aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie le treuil.

### I.3.2 Épaisseur de la dalle d'ascenseur :

$$l_x = 2\text{m} ; l_y = 2\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2} = 1 \Rightarrow 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \Rightarrow \text{donc la dalle portant dans les deux sens.}$$

$$h \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h \geq 5\text{ cm}$$

Donc on prend :  $h = 15\text{ cm}$

### I.3.3 Evaluation des charges :

#### a. Charges d'exploitations :

$$Q = 600\text{ Kg (pour 6 personnes).}$$

#### b. Charges permanentes :

- Poids mort total :  $P_m = 2400\text{Kg}$
- Le contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2700\text{Kg}$
- Le poids du câble :  $M_g = m \times n \times l$   
Avec :  $\begin{cases} m : \text{Masse linéaire du câble.} \\ n : \text{Nombre des câbles.} \\ l : \text{Longueur du câble.} \end{cases}$

$$M_g = 0.512 \times 2 \times 31.01 = 31.75\text{ Kg}$$

- Le poids de treuil et moteur :  $P_{(\text{treuil,moteur})} = 1200\text{ Kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{(\text{treuil,moteur})} + M_g$$

$$G = 6331.75\text{ Kg}$$

#### c. Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow Q_u = 9447.86\text{ Kg}$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q \Rightarrow Q_s = 6931.75\text{ Kg}$$

### I.3.4 Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur qui est supposé appuyé sur quatre appuis risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle. La charge totale ultime du moteur est de : **9447.75 kg**.

Soit :

$$q_u : \text{La charge appliquée sur chaque appui : } q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{9447.86}{4} = 2361.94\text{ kg}$$

Selon le **BAEL91**, la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq 0.045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

h : Épaisseur totale de la dalle.

P<sub>c</sub> : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q<sub>0</sub> est appliqué sur un carrée de (10×10) cm<sup>2</sup>.

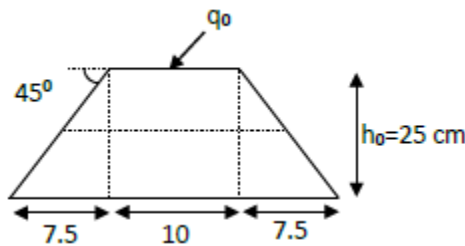


Figure IV.25: Chargement appliqué

On prend:  $\begin{cases} U_0 = U + h \\ V_0 = V + h \end{cases} \Rightarrow$  la charge est directement appliqué sur la dalle.

$$\begin{cases} U_0 = 130 + 15 = 145 \text{ cm} \\ V_0 = 130 + 15 = 145 \text{ cm} \end{cases}$$

$$P_c = 2(U_0 + V_0) = 2 \times (145 + 145) = 580 \text{ cm}$$

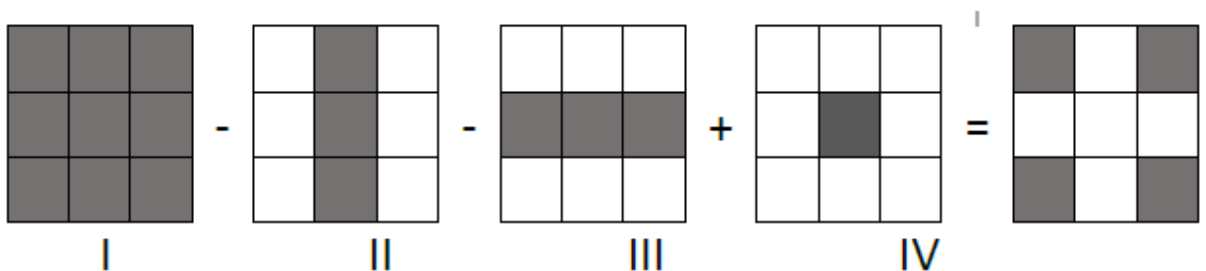
$$0.045 \times 5800 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} = 65250 \text{ Kg} \geq q_u = 2361.94 \text{ kg} \quad \text{C.V}$$

Donc : pas de risque de poinçonnement.

### I.3.5 Evaluation des moments :

#### ✚ Les moments dus aux charges concentrées

En absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique d'ascenseurs, on a supposé que le moteur à une dimension de (130\*120) cm<sup>2</sup> posée sur 4 appuis de 10 cm de chaque côté.



$$M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4}$$

$$M_x = (M_1 + uM_2)P \quad \text{Avec : } \begin{cases} u = 0 & (\text{ELU}) \\ u = 0.2 & (\text{ELS}) \end{cases}$$

$$M_y = (uM_1 + M_2)P$$

$$\text{ELU : } P_u = \frac{q_u}{s} \times U \times V = 2361.94 \text{ U V}$$

$$\text{ELS : } P_s = \frac{q_s}{s} \times U \times V = 1732.94 \text{ U V}$$

Les résultats des moments isostatiques de tous les rectangles sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.25: les Moments dus aux charges concentrées**

Rectangle	U	V	U <sub>0</sub>	V <sub>0</sub>	U <sub>0</sub> /l <sub>x</sub>	V <sub>0</sub> /l <sub>y</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
1	1.3	1.3	1.45	1.45	0.725	0.725	0.062	0.062
2	0.6	1.3	0.75	1.45	0.375	0.725	0.091	0.075
3	1.3	0.6	1.45	0.75	0.725	0.375	0.076	0.089
4	0.6	0.6	0.75	0.75	0.375	0.375	0.114	0.112

**Tableau IV.26: Moments isostatiques à l'ELU et ELS**

ELU				ELS			
P <sub>u</sub>	P = P <sub>u</sub> *U*V	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	P <sub>s</sub>	P = (G+Q)/4	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
23.62	39.92	2.48	2.48	29.29	17.33	2.18	2.18
23.62	18.42	1.68	1.38	13.52	17.33	1.43	1.26
23.62	18.42	1.40	1.64	13.52	17.33	1.27	1.41
23.62	8.50	0.97	0.95	6.24	17.33	0.85	0.84

**✚ Moments dues aux charges réparties (poids propre) :**

$$l_x = 2 \text{ m} ; l_y = 2 \text{ m} ; h = 0.15 \text{ m}$$

- **Poids propre :**  $G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- **Charge d'exploitation :**  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.563 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 5.25 \text{ KN/ml}$$

**✚ Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$\text{Avec : les coefficient } \mu_x \text{ et } \mu_y \text{ sont fonction de : } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$\text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

- **ELU** :  $\begin{cases} M_x = 0.0368 \times 6.563 \times 2^2 = 0.9661 \text{ KN.m} \\ M_y = 1.0000 \times 0.9661 = 0.9661 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **ELS** :  $\begin{cases} M_x = 0.0441 \times 6.563 \times 2^2 = 1.1577 \text{ KN.m} \\ M_y = 1.0000 \times 1.1577 = 1.1577 \text{ KN.m} \end{cases}$

✚ **Les moments totaux appliqués sur la dalle :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.53 + 0.9661 = 7.4961 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.45 + 0.9661 = 7.4161 \text{ KN.ml}$$

✚ **Pour  $M_x$  :**

a. **ELU** :  $M_x = 7.4961 \text{ KN.ml}$

$$M_t = 0.8M_x = 5.9969 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3M_x = 2.2488 \text{ KN.m (Appuis de rive).}$$

$$M_d = 0.5M_x = 3.7481 \text{ KN.m (les autres appuis).}$$

✓ **Condition de B.A.E.L 91** :  $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25M_x$

$$\Rightarrow 5.9969 + \frac{2.2488 + 3.7481}{2} = 8.9954 \text{ KN.ml} < 9.3701 \text{ KN.ml} \quad \text{C. N. V}$$

**On augmente** :  $M_t = 0.85M_x = 6.3717 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 6.3717 + \frac{2.2488 + 3.7481}{2} = 9.3702 \text{ KN.ml} \geq 9.3701 \text{ KN.ml} \quad \text{C. V}$$

b. **ELS** :  $M_x = 5.73 \text{ KN.ml}$

$$M_t = 0.8M_x = 4.584 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3M_x = 1.719 \text{ KN.m (Appuis de rive).}$$

$$M_d = 0.5M_x = 2.865 \text{ KN.m (les autres appuis).}$$

✓ **Condition de B.A.E.L 91** :  $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25M_x$

$$\Rightarrow 4.584 + \frac{1.719 + 2.865}{2} = 6.876 \text{ KN.ml} < 7.1625 \text{ KN.ml} \quad \text{C. N. V}$$

**On augmente** :  $M_t = 0.85M_x = 4.8705 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 4.8705 + \frac{1.719 + 2.865}{2} = 7.3330 \text{ KN.ml} \geq 7.1625 \text{ KN.ml} \quad \text{C. V}$$

✚ Pour  $M_y$  :

a. ELU :  $M_y = 7.4161 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0.8M_y = 5.9329 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3M_y = 2.2248 \text{ KN.m (Appuis de rive).}$$

$$M_d = 0.5M_y = 3.7081 \text{ KN.m (les autres appuis).}$$

✓ Condition de B.A.E.L 91 :  $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25M_y$

$$\Rightarrow 5.9329 + \frac{2.2248 + 3.7081}{2} = 8.8994 \text{ KN.m} < 9.2701 \text{ KN.m} \quad \text{C. N. V}$$

On augmente :  $M_t = 0.85M_y = 6.3037 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 6.3037 + \frac{2.2248 + 3.7081}{2} = 9.2701 \text{ KN.m} \geq 9.2701 \text{ KN.m} \quad \text{C. V}$$

b. ELS :  $M_y = 5.69 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0.8M_y = 4.552 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3M_y = 1.707 \text{ KN.m (Appuis de rive).}$$

$$M_d = 0.5M_y = 2.845 \text{ KN.m (les autres appuis).}$$

✓ Condition de B.A.E.L 91 :  $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25M_y$

$$\Rightarrow 4.552 + \frac{1.707 + 2.845}{2} = 6.828 \text{ KN.m} < 7.1125 \text{ KN.m} \quad \text{C. N. V}$$

On augmente :  $M_t = 0.85M_y = 4.8365 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 4.8365 + \frac{1.707 + 2.845}{2} = 7.1125 \text{ KN.m} \geq 7.1125 \text{ KN.m} \quad \text{C. V}$$

### I.3.6 Calcul du ferrailage de la dalle :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions.

✚ ELU :

$$\begin{cases} M_t = 6.3717 \text{ KN.m} \\ M_a = 3.7481 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. En travée :

✓ Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6.3717 \times 10^{-3}}{14.17 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 1} = 0.02467 < 0,392 \rightarrow \text{S. S. A} \rightarrow A_{sc} = 0$$



✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.03125$$

✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.133 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347,826 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.3717 \times 10^{-3}}{0.133 \times 347.826} = 1.377 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.N.V}$$

Donc on adopte : **2T12** de section **2.26 cm<sup>2</sup>/ml**

**b. En appui :**

✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3.7481 \times 10^{-3}}{14.17 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 1} = 0.0145 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.01875$$

✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.134 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.7481 \times 10^{-3}}{0.134 \times 347.826} = 0.804 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : **2T10** de section **1.57 cm<sup>2</sup>/ml**

✓ **Armature de répartition :**

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.565 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.3925 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend **3T8** de section **1.51 cm<sup>2</sup>/ml**.

✓ **Espacement :**

D'après la condition du règlement **B.A.E.L 91 :**

$$\Rightarrow S_t \leq \min ( 3h ; 33 \text{ cm} )$$

$$\Rightarrow S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} < \min ( 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} ) \quad \text{C.V}$$

✚ **Vérification à l'ELS :**

**a. En travée :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

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

$$50x^2 + 33.9x - 457.65 = 0 \Rightarrow x = 2.71 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$I = \frac{b}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(2.71)^3 + 15 \times 2.26 \times (13.5 - 2.71)^2 = 4610.194 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$M_{ser} = 0.85M_x = 4.8705 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{4.8705 \times 10^{-3} \times 0.0271}{4.61 \times 10^{-4}} = 0.286 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.286 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

**b. En appui :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - 15 \times A_{sa}(d - x) = 0$$

$$50x^2 + 23.55x - 317.925 = 0 \Rightarrow x = 2.30 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sa}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(2.30)^3 + 15 \times 1.57 \times (13.5 - 2.30)^2 = 3359.679 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$M_{ser} = 0.5M_x = 2.865 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{2.865 \times 10^{-3} \times 0.0230}{3.36 \times 10^{-4}} = 0.196 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.196 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.13 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 2.17 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = \frac{6.563 \times 2 \times 2}{2 \times 2 + 2} = 4.375 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{6.563 \times 2}{3} = 4.375 \text{ MPA}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x; T_y) = 4.375 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{0.004375}{1 \times 0.9 \times 0.15} = 0.0324 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_u = 2.17 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

Donc Il n'Ya pas risque de cisaillement.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.15 > 0.0625 \quad \text{C.V}$$

Avec : h: hauteur de la dalle d'ascenseur.

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 1.674 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_x} \Rightarrow \frac{0.15}{1} \geq \frac{4.8705}{10 \times 5.73} = 0.15 \geq 0.085 \quad \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau IV.27: Récapitulation du ferrailage de la dalle d'ascenseur

	$A_{st}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{min}$ cm <sup>2</sup> /ml	Choix cm <sup>2</sup> /ml	$A_r$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_r$ choisi cm <sup>2</sup> /ml	$S_t$ (cm)
<b>En travée</b>	1.377	1.63	<b>2T12=2.26</b>	0.565	<b>3T8=1.51</b>	16
<b>En appui</b>	0.804	1.63	<b>2T10=1.57</b>	0.3925	<b>3T8=1.51</b>	16

**CHAPITRE V :**  
**ETUDE DYNAMIQUE**

## I.1 Introduction :

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique qui consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

## I.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. Et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir l'analyser.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

## I.3 Modélisation de la structure étudiée :

Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000 version 20** pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

## I.4 Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le **RPA 99-V-2003**, Le calcul des forces sismiques est basé sur les trois méthodes suivantes :

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

### I.4.1 Méthode statique équivalente :

- **Principe :**

Dans cette méthode, le **RPA 99-V-2003** propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont

les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article « 4.1.2 » du **RPA 99-V-2003**.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en a).

#### I.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Choix de la méthode :**

Pour notre cas, la méthode d'analyse modale spectrale est applicable, car elle vérifie les conditions d'application suivantes, d'après les conditions citées dans l'article «

**4.1.2 a et b » :**

- Le bâtiment à étudier est classé irrégulier en plan et en élévation.
- La hauteur du bâtiment ne doit pas dépasser les 60 m pour la zone I.
- La méthode d'analyse modale est applicable en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- Donc, la méthode choisie est **la méthode d'analyse modale spectrale**.

#### I.5 Combinaisons d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service, et Accidentel ».

- **ELU** :  $1.35G + 1.5Q$
- **ELS** :  $G + Q$
- **ELA** :  $G + Q \pm E$

- ELA :  $0.8G \pm E$
- ELA :  $G + Q \pm 1.2E$

### I.6 Détermination de la force sismique totale V :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le RPA99-V-2003.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

#### ❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par le **tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment selon (**RPA 99-V- 2003**) :

- **Zone I** : D'après la classification sismique de la wilaya de Tlemcen (**sismicité faible**).
  - **Groupe d'usage 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :
  - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m : (**h bâtiment =31.62m**).
- ➔ Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.10**.

#### ❖ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

- **R**: Coefficient Réducteur des forces obtenues par analyse linéaire prenant en compte la non-linéarité d'une structure du fait du comportement du matériau et du système structural.
- La valeur de R est donnée par le : « **tableau 4.3** » **RPA99-V-2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « **l'article 3.4** » du **RPA99-V-2003**.
- On a un système de contreventement comme suite : portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à : **R=5**.

#### ❖ Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

1. La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
2. La régularité en plan et en élévation.
3. La qualité de contrôle de construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Les critères de qualité « **q** » à vérifier sont :

#### 1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA99-V-2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

#### ❖ Sens longitudinal : (7 travées)



$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{5.05}{3.20} = 1.58 > 1.5 \dots \mathbf{C.V}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = 0.91; \frac{l_3}{l_4} = 1.08; \frac{l_4}{l_5} = 1.05; \frac{l_5}{l_6} = 1.03; \frac{l_6}{l_7} = 1.5$$

$$\frac{l_2}{l_3} \neq \frac{l_3}{l_4} \neq \frac{l_4}{l_5} \neq \frac{l_5}{l_6} \neq \frac{l_6}{l_7} \dots \mathbf{C.N.V}$$

→ Critère non observé :  $P_q = 0.05$

❖ **Sens transversal :** (5 travées)

$$\frac{l_1}{l_2} = 1.24; \frac{l_2}{l_3} = 1.10; \frac{l_3}{l_4} = 1.60; \frac{l_4}{l_5} = 0.85$$

$$\frac{l_1}{l_2} \neq \frac{l_2}{l_3} \neq \frac{l_3}{l_4} \neq \frac{l_4}{l_5} \dots \mathbf{C.N.V}$$

→ Critère non observé :  $P_q = 0.05$

## 2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

❖ **Sens longitudinal :**

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{5.05}{2.00} = 2.525 > 1.5 \dots \mathbf{C.N.V}$$

→ Critère non observé :  $P_q = 0.05$

❖ **Sens transversal :**

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{5.45}{2.50} = 2.18 > 1.5 \dots \mathbf{C.N.V}$$

→ Critère non observé :  $P_q = 0.05$

## 3. Régularité en plan :

**a1)** Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

**a2)** L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

**a3)** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\diamond \text{ Rapport : } \frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{23.61}{19.80} = 1.19 \dots \text{ C.V}$$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{7.05}{23.61} = 0.30 > 0.25 \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{7.95}{19.80} = 0.40 > 0.25 \quad \text{C.N.V}$$

$$0.25 \leq \frac{l_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{23.61}{19.80} = 1.19 \leq 0.40 \quad \text{C.V}$$

Un de ces critères n'est pas satisfait, donc notre bâtiment est classé irrégulier en plan d'après le **RPA 99-V-2003**.

→ Critère non observé :  $P_q = 0.05$

#### 4. Régularité en élévation :

**b1)** Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

**b2)** La masse des différents niveaux diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

**b3)** 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 1,5 fois sa plus petite dimension. Les deux critères **b2) et b3)** ne sont pas satisfaits. Donc, notre bâtiment est classé irrégulièrement en élévation.

→ Critère non observé :  $P_q = 0.05$

#### 5. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés.

→ Critère observé :  $P_q = 0$

#### 6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

On a supposé que la qualité d'exécution ne soit pas contrôlée.

→ Critère non observé :  $P_q = 0.10$

Tableau V.28: Pénalité correspondante au critère de qualité

Critère [q]	Sens X	Sens Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0,10	0,10
Somme	0.30	0.30

$$Q = 1 + \sum P_q \Rightarrow \begin{cases} Q_x = 1 + 0.25 = 1.30 \\ Q_y = 1 + 0.25 = 1.30 \end{cases}$$

❖ **Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.882 > 0.7$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\zeta = 7\%$  : portiques en béton armé avec remplissage dense.

❖ **Période T1 & T2 :**

Période caractéristique associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**)

$$\text{Site 3 (site meuble)} : \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

❖ **Période fondamentale de la structure (T) :**

D'après **RPA99 V 2003 (4.6 et 4.7) :**

$$T_{c1} = C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; T_{c2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} ; T_{c3} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}}$$

Avec :

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$D$  : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considéré.

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du **RPA99 V 2003**.

$C_T = 0.050 \Rightarrow$  Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

Dans le sens x :  $D_x = 23.61 \text{ m}$

Dans le sens y :  $D_y = 19.80 \text{ m}$

$h_N = 31.62 \text{ m}$

$$\begin{cases} T_{c1} = C_T h_N^{3/4} = 0.050 \times 31.62^{3/4} = 0.67 \text{ s} \\ T_{c2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{23.61}} = 0.59 \text{ s} \\ T_{c3} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{19.80}} = 0.64 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(T_{c1}; T_{c2}) = 0.59 \text{ s} \\ T_y = \min(T_{c1}; T_{c3}) = 0.64 \text{ s} \end{cases}$$

#### ❖ Choix de la période T pour le calcul de coefficient dynamique D :

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de facteur D :

**Tableau V.29: choix de la période pour le calcul de facteur dynamique D**

Si :	La période choisie pour le calcul de facteur D est :
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

#### ▪ La période $T_{\text{empirique}}$ majorée de 30% :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.59 = 0.78 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times 0.64 = 0.83 \text{ s} \end{cases}$$

#### ▪ La période $T_{\text{analytique}}$ obtenue de logiciel SAP 2000 :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Mode 1 : } T_1 = 0.62 \text{ s} \\ \text{Mode 2 : } T_2 = 0.56 \text{ s} \end{cases}$$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

On va choisir la période pour calculer le facteur D en fonction de deux périodes montrées ci-dessous :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{analytique} = 0.62 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.91 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.64}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.87 \end{cases}$$

❖ **Valeur du coefficient de pondération ( $\beta$ ) :**

Selon le type de l'ouvrage :

D'après le **RPA99-V-2003** : Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés  $\Rightarrow \beta = 0.20$  (Tableau 4.5).

❖ **Spectre de réponse de calcul  $\left(\frac{S_a}{g}\right)$  :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.13)$$

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

$T_1, T_2$ : périodes caractéristiques associés à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

$$T = 0.62 \text{ s} ; T_1 = 0.15 \text{ s} ; T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \frac{S_a}{g} = 2.5 \times 0.882 \times 1.25 \times 0.10 \times \left(\frac{1.30}{5}\right) \times \left(\frac{0.50}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.06$$

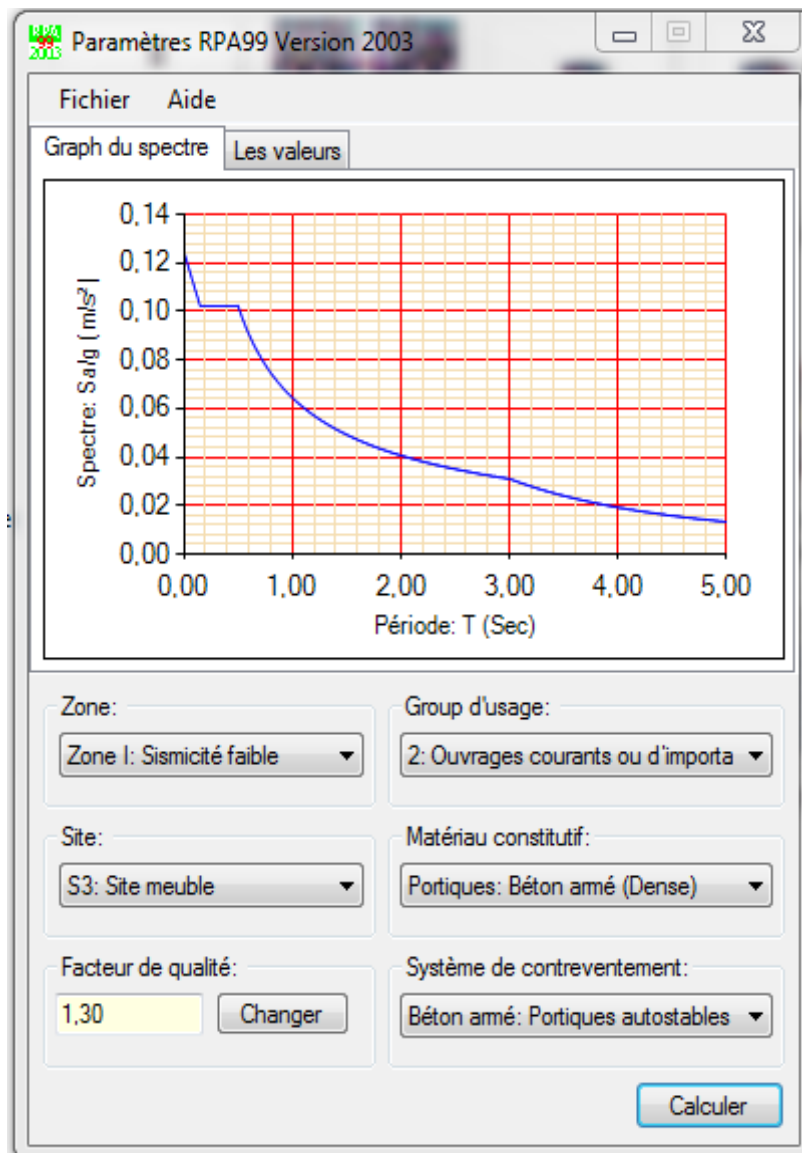


Figure V.26: Spectre de réponse de calcul utiliser par le RPA

### I.7 Analyse des modèles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique-voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire à un certain nombre de condition :

- ✓ Satisfaire les conditions d'architectures.
- ✓ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- ✓ La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

#### I.7.1 Dispositions des voiles :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous la meilleure disposition des voiles à notre structure.

La démarche de disposition des voiles se présentent par rapport au repère **3D** comme suit :

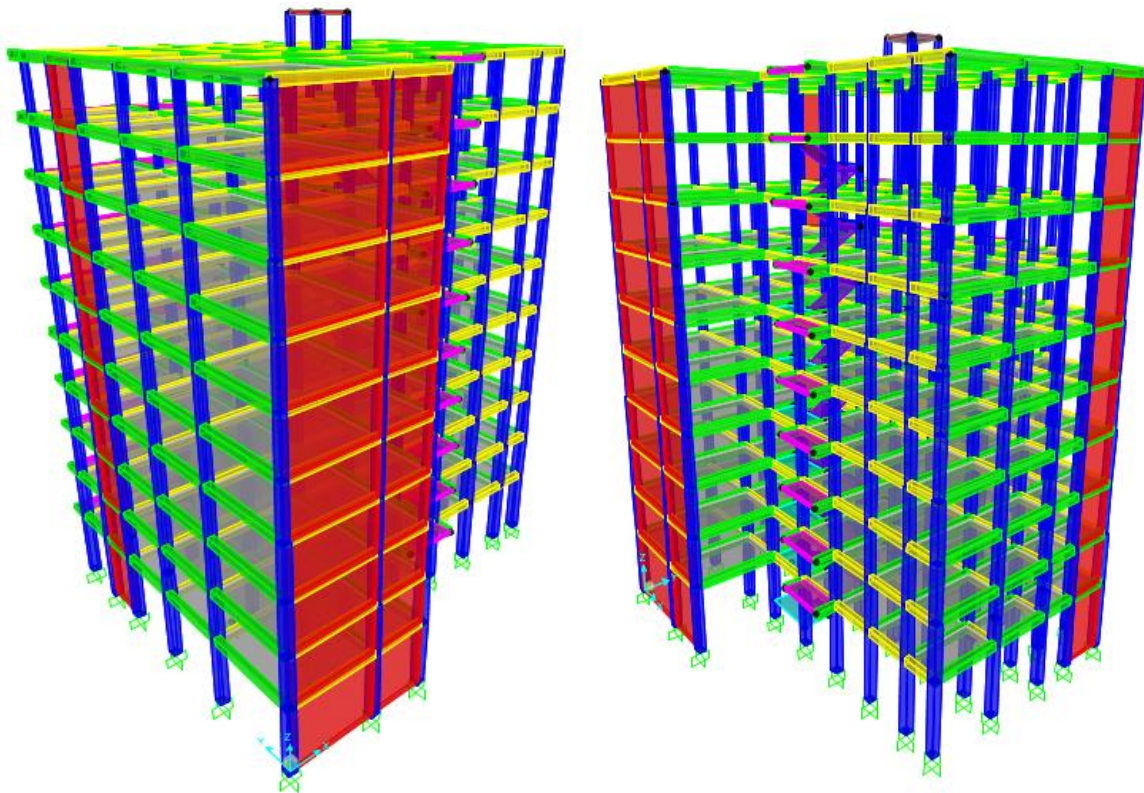


Figure V.27: disposition des voiles suivant X et Y

Tableau V.30: Périodes et pourcentages de participation massique

PARTICIPATION DE LA MASSE MODAL									
	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,622334	0,38908	0,12165	4,832E-08	0,38908	0,12165	4,832E-08
MODAL	Mode	2	0,562278	0,09606	0,57547	2,202E-08	0,48514	0,69713	7,034E-08
MODAL	Mode	3	0,332189	0,20512	0,00257	0,000006109	0,69025	0,6997	0,000006179
MODAL	Mode	4	0,213713	0,08906	0,01695	2,141E-08	0,77931	0,71665	0,000006201
MODAL	Mode	5	0,184168	0,01565	0,14522	0,000001236	0,79496	0,86187	0,000007437
MODAL	Mode	6	0,112911	0,03864	0,00617	0,000001044	0,8336	0,86803	0,000008481
MODAL	Mode	7	0,092253	0,00683	0,06027	0,000007119	0,84043	0,92831	0,0000156
MODAL	Mode	8	0,082113	0,08349	0,00069	0,000001563	0,92393	0,929	0,00001716
MODAL	Mode	9	0,071761	0,01208	0,00244	0,00009812	0,93601	0,93144	0,00012
MODAL	Mode	10	0,067882	0,00028	0,00142	0,00944	0,93628	0,93287	0,00956
MODAL	Mode	11	0,05943	0,00143	0,00101	0,00842	0,93771	0,93387	0,01798
MODAL	Mode	12	0,056975	0,00121	0,0168	0,16739	0,93892	0,95067	0,18537

On a choisie La disposition final des voiles car ell satisfait les conditions citer au paravant :

✓ **Mode 8 :**

$$SumUX = 0.92 \geq 90\% \quad CV$$

$$SumUY = 0.93 \geq 90\% \quad CV$$

### I.7.2 Vérification du coefficient de comportement R :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles :

Les voiles de contreventement doivent reprendre moins de 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 résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au plus 25% de l'effort tranchant d'étage.

D'après les résultats obtenus par le **SAP2000** on a trouvé :

Tableau V.31: Vérification sous chargement verticale

	P <sub>Portique</sub> (KN)	P <sub>Voile</sub> (KN)	Portique ≥ 80 %	Voile ≤ 20 %	Observation
1	43401,177	5498,697	88,7551919	11,24481	C.V
2	38309,836	4480,481	89,5292176	10,47078	C.V
3	33245,122	4296,243	88,5559755	11,44402	C.V
4	28643,383	3744,365	88,4389461	11,56105	C.V
5	24105,356	3468,854	87,4199333	12,58007	C.V
6	20009,594	2890,883	87,3763197	12,62368	C.V
7	15739,721	2487,022	86,3550937	13,64491	C.V
8	11816,529	1859,837	86,4010878	13,59891	C.V
9	7803,172	1322,817	85,5049464	14,49505	C.V
10	4038,729	653,995	86,0636381	13,93636	C.V



Tableau V.32: Vérification sous chargement horizontale suivant X

Sens X-X					
	V <sub>2</sub> Portique (KN)	V <sub>2</sub> Voile (KN)	Portique ≥ 25 %	Voile ≤ 75 %	Observation
1	192,936	417,04	31,6301	68,3699	C.V
2	292,512	325,978	47,29454	52,70546	C.V
3	279,941	294,336	48,74668	51,25332	C.V
4	304,5	236,02	56,33464	43,66536	C.V
5	253,354	221,193	53,3886	46,6114	C.V
6	261,894	173,058	60,21216	39,78784	C.V
7	190,298	166,145	53,38806	46,61194	C.V
8	187,848	120,137	60,99258	39,00742	C.V
9	114,115	105,647	51,92663	48,07337	C.V
10	104,598	55,778	65,22048	34,77952	C.V

Tableau V.33: Vérification sous chargement horizontale suivant Y

Sens Y-Y					
	V <sub>3</sub> Portique (KN)	V <sub>3</sub> Voile (KN)	Portique ≥ 25 %	Voile ≤ 75 %	Observation
1	189,505	483,875	28,14236	71,85764	C.V
2	392,818	255,104	60,62736	39,37264	C.V
3	363,281	246,592	59,56666	40,43334	C.V
4	418,283	149,704	73,64306	26,35694	C.V
5	332,13	186,26	64,06952	35,93048	C.V
6	356,746	107,939	76,77158	23,22842	C.V
7	244,468	150,011	61,97237	38,02763	C.V
8	248,425	79,354	75,7904	24,2096	C.V
9	142,678	103,717	57,90621	42,09379	C.V
10	141,547	53,06	72,73479	27,26521	C.V

### I.7.3 Poids total de la structure W :

Le poids des différents étages donné par le logiciel **SAP2000** est regroupé dans les tableaux suivants :

Tableau V.34: Poids des différents planchers de la structure

Etages	W <sub>i</sub> (tonne)
1 <sup>er</sup> étage	201.932092
2 <sup>eme</sup> étage	176.225111
3 <sup>eme</sup> étage	175.269509
4 <sup>eme</sup> étage	168.307270
5 <sup>eme</sup> étage	161.345030
6 <sup>eme</sup> étage	155.201877
7 <sup>eme</sup> étage	149.058724
8 <sup>eme</sup> étage	143.734659
9 <sup>eme</sup> étage	138.761630
Terrasse	115.935602
$W_{\text{totale}} = \sum W_i =$	1585.771504

## I.7.4 Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W = \frac{0.1 \times 1.30 \times 1.91}{5} \times 15857.72 & \Rightarrow V_x = 787.49 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W = \frac{0.1 \times 1.30 \times 1.87}{5} \times 15857.72 & \Rightarrow V_y = 771 \text{ KN} \end{cases}$$

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (RPA99-V-2003) :

$$\Rightarrow F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_1^n W_j \cdot h_j}$$

Avec :  $F_t = T \times V$

Si :  $T < 0.70 \Rightarrow F_t = 0$

Alors :  $T = 0.62 \text{ s} \Rightarrow F_i = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_1^n W_j \cdot h_j}$

Tableau V.35: Forces sismiques et efforts tranchants de chaque plancher

Etages	F <sub>x</sub> (KN)	Effort tranchants sens x (KN)	F <sub>y</sub> (KN)	Effort tranchants sens y (KN)
1 <sup>er</sup> étage	128.58	787.49	125.88	771
2 <sup>eme</sup> étage	160.57	658.92	157.21	645.12
3 <sup>eme</sup> étage	105.93	498.35	103.71	487.91
4 <sup>eme</sup> étage	80.1	392.42	78.42	384.2
5 <sup>eme</sup> étage	61.11	312.32	59.83	305.78
6 <sup>eme</sup> étage	47.28	251.20	46.29	245.94
7 <sup>eme</sup> étage	36.86	203.92	36.09	199.65
8 <sup>eme</sup> étage	29.12	167.06	28.51	163.56
9 <sup>eme</sup> étage	23.21	137.93	22.72	135.05
Terrasse	16.13	114.72	15.79	112.32

### I.7.5 Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. [RPA99-V-2003, article 4.3.6]

Si  $V_t < 80\% V$ , il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

**Tableau V.36: Réactions à la base obtenue par SAP2000**

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Exsta	LinStatic		-688,88	5,19E-11	3,13E-13	-1,055E-09	-8469,8556	8469,7368
Eysta	LinStatic		1,13E-12	-674,46	1,82E-12	8292,6	-3,543E-11	-8285,9681
Exdyn	LinRespSpe	Max	629,423	226,357	21,477	4839,7255	13031,9371	9536,5525
Eydyn	LinRespSpe	Max	207,723	736,06	83,924	15752,0219	4492,88	9936,3846

**Tableau V.37: Vérification de la résultante des forces sismiques**

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		V dynamique (KN)		0.8 $V_{st} < V_{dyn}$
	$V_x$	$V_y$	$V_x$	$V_y$	
		688.88	674.46	629.423	736.06

### I.7.6 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

➤ **Centre de masse :**

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

Les résultats de centre de masses données par le logiciel **SAP2000** sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.38: Centre de masse de chaque étage de bâtiment

Centre de masse		
Etages	X <sub>m</sub> (m)	Y <sub>m</sub> (m)
1 <sup>er</sup> étage	11.21	11.31
2 <sup>eme</sup> étage	11.16	11.30
3 <sup>eme</sup> étage	11.19	11.29
4 <sup>eme</sup> étage	11.15	11.26
5 <sup>eme</sup> étage	11.09	11.22
6 <sup>eme</sup> étage	11.05	11.18
7 <sup>eme</sup> étage	11	11.15
8 <sup>eme</sup> étage	10.95	11.11
9 <sup>eme</sup> étage	10.90	11.07
Terrasse	11.05	11.36

### I.8 Calcul des déplacements [Art 4.4.3. RPA99 V 2003] :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{eK}$$

Avec :

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

D'après l'article [5.10 RPA99-V-2003] les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage.

$$\overline{\Delta}_K = 0.01 \times h_i$$

Tableau V.39: Vérification des déplacements de bâtiment (R=5)

Etages	$\delta_{eKx}$ (cm)	$\delta_{eKy}$ (cm)	$\delta_{Kx}$ (cm)	$\delta_{Ky}$ (cm)	$\Delta_{Kx}$ (cm)	$\Delta_{Ky}$ (cm)	$\overline{\Delta}_K$ (cm)	Observation
1 <sup>er</sup> étage	0.0005	0.0004	0.0025	0.002	0.0025	0.002	4.08	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	0.0012	0.001	0.006	0.005	0.0035	0.003	3.06	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	0.002	0.0016	0.01	0.008	0.004	0.003	3.06	C.V
4 <sup>eme</sup> étage	0.0028	0.0024	0.014	0.012	0.004	0.004	3.06	C.V
5 <sup>eme</sup> étage	0.0037	0.0032	0.0185	0.016	0.0045	0.004	3.06	C.V
6 <sup>eme</sup> étage	0.0045	0.004	0.0225	0.02	0.004	0.004	3.06	C.V
7 <sup>eme</sup> étage	0.0054	0.0047	0.027	0.0235	0.0045	0.0035	3.06	C.V
8 <sup>eme</sup> étage	0.0061	0.0055	0.0305	0.0275	0.0035	0.004	3.06	C.V
9 <sup>eme</sup> étage	0.0068	0.0061	0.034	0.0305	0.0035	0.003	3.06	C.V
Terrasse	0.0074	0.0067	0.037	0.0335	0.003	0.003	3.06	C.V

## I.9 Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K}$$

Avec :

 $h_K$  : Hauteur d'étage. $\Delta_K$  : Déplacement relatif au niveau **K** par rapport au niveau **K-1** $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau **K**. $P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus de niveau **K**.

Tableau V.40: Vérification de l'effet P-Delta suivant X (R=5)

Sens X-X						
Niveau	$h_K$ (m)	$P_K$ (cumul) (KN)	$\Delta_{Kx}$ (m)	$V_K$ (KN)	$\theta_K$	observation
1 <sup>er</sup> étage	4.08	2019.32	$2.5 \times 10^{-5}$	787.49	$1.57 \times 10^{-5}$	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	3.06	3781.571	$3.5 \times 10^{-5}$	658.92	$6.56 \times 10^{-5}$	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	3.06	5534.261	$4 \times 10^{-5}$	498.35	$1.45 \times 10^{-4}$	C.V
4 <sup>eme</sup> étage	3.06	7217.331	$4 \times 10^{-5}$	392.42	$2.4 \times 10^{-4}$	C.V
5 <sup>eme</sup> étage	3.06	8830.781	$4.5 \times 10^{-5}$	312.32	$4.15 \times 10^{-4}$	C.V
6 <sup>eme</sup> étage	3.06	10382.981	$4 \times 10^{-5}$	251.20	$5.4 \times 10^{-4}$	C.V
7 <sup>eme</sup> étage	3.06	11873.04	$4.5 \times 10^{-5}$	203.92	$8.56 \times 10^{-4}$	C.V
8 <sup>eme</sup> étage	3.06	13310.39	$3.5 \times 10^{-5}$	167.06	$9.11 \times 10^{-4}$	C.V
9 <sup>eme</sup> étage	3.06	14698.01	$3.5 \times 10^{-5}$	137.93	$1.21 \times 10^{-3}$	C.V
Terrasse	3.06	15857.37	$3 \times 10^{-5}$	114.72	$1.35 \times 10^{-3}$	C.V

Tableau V.41: Vérification de l'effet P-Delta suivant Y (R=5)

Sens Y-Y						
Niveau	$h_K$ (m)	$P_K$ (cumul) (KN)	$\Delta_{Ky}$ (cm)	$V_K$ (KN)	$\theta_K$	observation
1 <sup>er</sup> étage	4.08	2019.32	$2 \times 10^{-5}$	771	$1.28 \times 10^{-5}$	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	3.06	3781.571	$3 \times 10^{-5}$	645.12	$5.74 \times 10^{-5}$	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	3.06	5534.261	$3 \times 10^{-5}$	487.91	$1.11 \times 10^{-4}$	C.V
4 <sup>eme</sup> étage	3.06	7217.331	$4 \times 10^{-5}$	384.2	$2.5 \times 10^{-4}$	C.V
5 <sup>eme</sup> étage	3.06	8830.781	$4 \times 10^{-5}$	305.78	$3.77 \times 10^{-4}$	C.V
6 <sup>eme</sup> étage	3.06	10382.981	$4 \times 10^{-5}$	245.94	$5.51 \times 10^{-4}$	C.V
7 <sup>eme</sup> étage	3.06	11873.04	$3.5 \times 10^{-5}$	199.65	$6.80 \times 10^{-4}$	C.V
8 <sup>eme</sup> étage	3.06	13310.39	$4 \times 10^{-5}$	163.56	$1.06 \times 10^{-3}$	C.V
9 <sup>eme</sup> étage	3.06	14698.01	$3 \times 10^{-5}$	135.05	$1.07 \times 10^{-3}$	C.V
Terrasse	3.06	15857.37	$3 \times 10^{-5}$	112.32	$1.38 \times 10^{-3}$	C.V

**I.10 Stabilité au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

Moment de renversement :  $M_r = \sum F_i \times Z_i$

Moment résistant :  $M_s = \sum W_i \times b_i$

$F_i$  : la force sismique au niveau i.

$Z_i$  : hauteur de niveau i.

$W_i$  : poids de niveau i.

$b_i$  : bras de levier de niveau i.

**Tableau V.42: Stabilité de la structure au renversement (selon x-x)**

Selon X-X						
Etages	$F_i$ (KN)	$Z_i$ (m)	$F_i * Z_i$	$W_i$ (KN)	$b_i$ (m)	$W_i * b_i$
1 <sup>er</sup> étage	128.58	4.08	524.606	2019.32092	11.21	22636.58
2 <sup>eme</sup> étage	160.57	7.14	1146.470	1762.25111	11.16	19666.722
3 <sup>eme</sup> étage	105.93	10.20	1080.486	1752.69509	11.19	19612.658
4 <sup>eme</sup> étage	80.1	13.26	1062.126	1683.07270	11.15	18766.264
5 <sup>eme</sup> étage	61.11	16.32	997.315	1613.45030	11.09	17893.161
6 <sup>eme</sup> étage	47.28	19.38	916.286	1552.01877	11.05	17149.809
7 <sup>eme</sup> étage	36.86	22.44	827.138	1490.58724	11	16396.459
8 <sup>eme</sup> étage	29.12	25.50	742.56	1437.34659	10.95	15738.949
9 <sup>eme</sup> étage	23.21	28.56	662.878	1387.61630	10.90	15125.018
Terrasse	16.13	31.62	510.031	1159.35602	11.05	12810.884
		<b><math>M_r</math> (KN. m)</b>	8469.896		<b><math>M_s</math> (KN. m)</b>	175796.504

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{175796.504}{8469.896} = 20.76 \geq 1.5 \quad \text{C. V}$$

Tableau V.43: Stabilité de la structure au renversement (selon y-y)

Selon Y-Y						
Etages	F <sub>i</sub> (KN)	Z <sub>i</sub> (m)	F <sub>i</sub> * Z <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> (tonne)	b <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> * b <sub>i</sub>
1 <sup>er</sup> étage	125.88	4.08	513.590	2019.32092	11.31	2367.409
2 <sup>eme</sup> étage	157.21	7.14	1122.479	1762.25111	11.30	19913.425
3 <sup>eme</sup> étage	103.71	10.20	1057.842	1752.69509	11.29	19787.927
4 <sup>eme</sup> étage	78.42	13.26	1039.849	1683.07270	11.26	18951.402
5 <sup>eme</sup> étage	59.83	16.32	976.426	1613.45030	11.22	18102.909
6 <sup>eme</sup> étage	46.29	19.38	897.100	1552.01877	11.18	17351.572
7 <sup>eme</sup> étage	36.09	22.44	809.859	1490.58724	11.15	16620.045
8 <sup>eme</sup> étage	28.51	25.50	727.005	1437.34659	11.11	15968.925
9 <sup>eme</sup> étage	22.72	28.56	648.883	1387.61630	11.07	15360.912
Terrasse	15.79	31.62	499.279	1159.35602	11.36	13170.284
		<b>M<sub>r</sub>(KN. m)</b>	8292.312		<b>M<sub>s</sub> (KN. m)</b>	157594.81

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{157594.81}{8292.312} = 19 \geq 1.5 \quad \text{C. V}$$

### I.11 Conclusion :

Toutes les vérifications associées à l'étude dynamique sont vérifiées, donc on peut conclure : que notre dimensionnement et la modélisation par le logiciel **SAP 2000-V-20** sont réussis.

**CHAPITRE VI :**  
**ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**



### 1.1 Introduction :

Les éléments de notre bâtiment poteaux, poutres et voiles sont liés rigidement pour reprendre la totalité des forces verticales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**SAP2000**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

### 1.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, assurant essentiellement la transmission des charges des différents niveaux aux fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

#### 1.2.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

**Selon BAEL-91** : [Combinaisons fondamentales]

- **ELU** :  $1.35 G + 1.5 Q$
- **ELS** :  $G + Q$

**Selon RPA99-V-2003** : [Combinaisons accidentelles]

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

#### 1.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le **RPA 99-V-2003**, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : L'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques est représentée dans les tableaux suivants :

Tableau VI.44: Vérification spécifique des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	Elément	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (MPa)	$v \leq 0.3$	Observation
1 <sup>er</sup> étage	96	2464,459	50*50	25	0.39	C.N.V
2 <sup>eme</sup> étage	1329	2131,758	50*50	25	0.34	C.N.V
3 <sup>eme</sup> étage	1386	1845.101	45*45	25	0.36	C.N.V
4 <sup>eme</sup> étage	1429	1570.097	45*45	25	0.31	C.N.V
5 <sup>eme</sup> étage	1472	1330.859	40*40	25	0.33	C.N.V
6 <sup>eme</sup> étage	1515	1101.427	40*40	25	0.27	C.V
7 <sup>eme</sup> étage	1558	876.028	35*35	25	0.28	C.V
8 <sup>eme</sup> étage	1601	658.375	35*35	25	0.21	C.V
9 <sup>eme</sup> étage	1644	442.877	30*30	25	0.20	C.V
Terrasse	1687	233.572	30*30	25	0.10	C.V

Vu que la relation précédente n'était pas vérifiée on a redimensionné nos poteaux et les nouvelles valeurs se trouve comme suit :

Tableau VI.45: Vérification spécifique des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	Elément	N <sub>d</sub> (KN)	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (MPa)	v ≤ 0.3	Observation
1 <sup>er</sup> étage	96	2626.188	60*60	25	0.29	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	1329	2275.993	60*60	25	0.25	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	1386	1974.08	55*55	25	0.26	C.V
4 <sup>eme</sup> étage	1429	1683.348	55*55	25	0.22	C.V
5 <sup>eme</sup> étage	1472	1427.328	50*50	25	0.23	C.V
6 <sup>eme</sup> étage	1515	1181.008	50*50	25	0.19	C.V
7 <sup>eme</sup> étage	1558	937.982	45*45	25	0.19	C.V
8 <sup>eme</sup> étage	1601	703.163	45*45	25	0.14	C.V
9 <sup>eme</sup> étage	1644	469.536	40*40	25	0.12	C.V
Terrasse	1687	245.766	40*40	25	0.06	C.V

### 1.2.3 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 :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec :

$\tau_u$  : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

Tel que :  $\tau_u = \frac{v}{b.d}$

Selon RPA 99-V-2003 :  $\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$ : L'élançement géométrique du poteau.

D'après le RPA 99-V-2003 :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau. ( $l_f = 0.7 \times l_0$ )

$l_f$  (étage courant) =  $0.7 \times 3.06 = 2.142$  m

$l_f$  (RDC) =  $0.7 \times 4.08 = 2.856$  m

Tableau VI.46: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	V (KN)	b × d (m)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
1 <sup>er</sup> étage	14.723	0.324	0.045	4.76	0.04	1	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	28.334	0.324	0.087	3.57	0.04	1	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	27.095	0.272	0.099	3.89	0.04	1	C.V
4 <sup>eme</sup> étage	32.417	0.272	0.119	3.89	0.04	1	C.V
5 <sup>eme</sup> étage	27.732	0.225	0.123	4.28	0.04	1	C.V
6 <sup>eme</sup> étage	30.774	0.225	0.137	4.28	0.04	1	C.V
7 <sup>eme</sup> étage	23.59	0.182	0.130	4.76	0.04	1	C.V
8 <sup>eme</sup> étage	27.497	0.182	0.151	4.76	0.04	1	C.V
9 <sup>eme</sup> étage	15.281	0.144	0.106	5.36	0.04	1	C.V
Terrasse	18.521	0.144	0.129	5.361	0.04	1	C.V

#### 1.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99-V-2003 (article 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de **0.7 %**. **B (zone I)**.
- Leur pourcentage maximal sera de **4%**. **B** en zone courante et de **6%**. **B** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone I)**.
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone I)**.

On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée car le poteau est sollicité par un effort normal « N » et un moment fléchissant « M », et les autres sont calculés à l'aide de logiciel **SAP 2000**.

**Tableau VI.47: Sollicitations des poteaux**

Poteaux	$N_{\max}$ (KN)	M (KN. m)
1 <sup>er</sup> étage	2626.188	45.2552
2 <sup>eme</sup> étage	2275.993	46.816
3 <sup>eme</sup> étage	1974.08	42.9666
4 <sup>eme</sup> étage	1683.348	52.9166
5 <sup>eme</sup> étage	1427.328	46.5877
6 <sup>eme</sup> étage	1181.008	53.9759
7 <sup>eme</sup> étage	937.982	42.8023
8 <sup>eme</sup> étage	703.163	53.9155
9 <sup>eme</sup> étage	469.536	28.9716
Terrasse	245.766	47.4637

Notre exemple de calcul sera un poteau de **RDC**, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

**Tableau VI.48: Sollicitations du poteau de RDC**

Poteau	M (KN. m)	N (KN)	V (KN)
<b>60*60</b>	45.2552	2626.188	14.723

$$b = h = 0.60 \text{ m} ; \quad d = 0.9h = 0.54 \text{ m} ; \quad d' = 0.1h = 0.06 \text{ m} ; \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.0172 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.257 \text{ m}$$

▪ **Moment fictif :**

$$M_a = N \cdot e_a = 0.675 \text{ MN.m}$$

▪ **Vérification de domaine :**

**Zone 2 :** la section sera partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues.

✚ **Condition :**

$$N_u(d - d') - M_a \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Rightarrow 0.586 < 0.612 \quad \text{C. V}$$

Donc : la section est partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues ( $A_{sc} = 0$ ).

▪ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.272 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_u < \mu_R \Rightarrow$  section simple armature (S. S. A)

$$A_s = 0$$

$$A_i = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[ \frac{M_a}{Z} - N_u \right]$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.406$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0.452 \text{ m}$$

$$A_i = \frac{1}{347.826} \left[ \frac{0.675}{0.452} - 2626.188 \times 10^{-3} \right] = -75.46 \text{ cm}^2$$

$A_i < 0 \Rightarrow$  La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués.

Donc on va ferrailer avec  $A_{\min}$  (RPA 99-V-2003).

Avec :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.7\% \times B \text{ en zone I} \\ A_{\max} = 4\% \times B \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.49: Ferrailage longitudinal des poteaux

Poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinal	
					Choix	Section (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> étage	60*60	25.2	144	-75.46	12T14+4T16	26.52
2 <sup>eme</sup> étage	60*60	25.2	144	-28.63	12T14+4T16	26.52
3 <sup>eme</sup> étage	55*55	21.175	121	-24.4	16T14	24.64
4 <sup>eme</sup> étage	55*55	21.175	121	-20.25	16T14	24.64
5 <sup>eme</sup> étage	50*50	17.5	100	-17.57	12T12+4T14	19.72
6 <sup>eme</sup> étage	50*50	17.5	100	-13.058	12T12+4T14	19.72
7 <sup>eme</sup> étage	45*45	14.175	81	-9.99	16T12	19.72
8 <sup>eme</sup> étage	45*45	14.175	81	-5.99	16T12	19.72
9 <sup>eme</sup> étage	40*40	11.20	64	-4.49	12T12	13.56
Terrasse	40*40	11.20	64	0.339	12T12	13.56

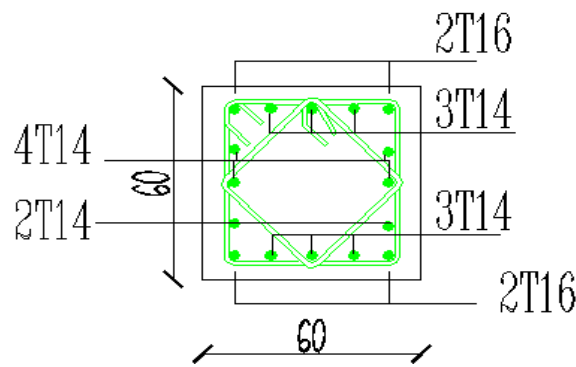


Figure VI.28 la coupe d'un poteau de RDC

### 1.2.5 Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA99-V-2003})$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 235$  MPA.



$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

$$\text{D'après le [BAEL91 modifiée 99]} : \varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1\right)$$

Avec :

$\varnothing_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : Espacement des armatures transversales, la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

$$\text{RPA99-V-2003 : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } t \leq \min(10\varnothing_1 ; 15\text{cm}) & \text{Zone I} \\ \text{Zone courant : } t' \leq 15\varnothing_1 & \text{Zone I} \end{cases}$$

**Tableau VI.50: Ferrailage transversal des poteaux**

Poteaux	h (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\lambda_g$	$\rho_a$	t (cm)	t'(cm)	A <sub>t</sub> (cm)	$\varnothing_t$ (mm)
1 <sup>er</sup> étage	60	14.723	4.76	3.75	10	15	0.39	$\Phi$ 10
2 <sup>eme</sup> étage	60	28.334	3.57	3.75	10	15	0.75	$\Phi$ 10
3 <sup>eme</sup> étage	55	27.095	3.89	3.75	10	15	0.79	$\Phi$ 10
4 <sup>eme</sup> étage	55	32.417	3.89	3.75	10	15	0.94	$\Phi$ 10
5 <sup>eme</sup> étage	50	27.732	4.28	3.75	10	15	0.89	$\Phi$ 10
6 <sup>eme</sup> étage	50	30.774	4.28	3.75	10	15	0.98	$\Phi$ 10
7 <sup>eme</sup> étage	45	23.59	4.76	3.75	10	15	0.84	$\Phi$ 10
8 <sup>eme</sup> étage	45	27.497	4.76	3.75	10	15	0.98	$\Phi$ 10
9 <sup>eme</sup> étage	40	15.281	5.36	2.5	10	15	0.41	$\Phi$ 8
Terrasse	40	18.521	5.361	2.5	10	15	0.49	$\Phi$ 8

### 1.2.6 Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimal donnée par le **RPA99-V-2003** est de : **40 $\varnothing$**  en **Zone I**

Tableau VI.51: Longueurs de recouvrement

$\Phi$ (mm)	$L_r$ (cm)	$L_r$ choisi (cm)
16	64	65
14	56	60
12	48	50

### 1.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement **B.A.E.L 91**, puis on se rapportera au règlement **RPA99 V 2003** pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

#### 1.3.1 Combinaisons des charges :

Selon **BAEL91** : [combinaisons fondamentales]

- **ELU** :  $1.35 G + 1.5 Q$

Selon **RPA99 V 2003** : [Combinaisons accidentelles]

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

#### 1.3.2 Recommandation du RPA99-V-2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4%. B en zone courante.
- 6%. B en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : 40 en zone I.

#### 1.3.3 Ferrillages des poutres principales :

Tableau VI.52: Sollicitations des poutres principales

Poutres	$M_{appui}$ (KN. m)	$M_{travée}$ (KN. m)	V (KN)
RDC	75.31	32.770	51.911
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>eme</sup> étage	144.26	62.020	159.633
3 <sup>er</sup> au 9 <sup>eme</sup> étage	183.69	115.35	134.87
Terrasse inaccessible	101.13	49.112	38.91

- **Ferrailage longitudinal :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du 1<sup>er</sup> étage.

**Tableau VI.53: Sollicitations de la poutre principale**

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
	M <sub>appui</sub> (KN. m)	M <sub>travée</sub> (KN. m)	M <sub>appui</sub> (KN. m)	M <sub>travée</sub> (KN. m)
<b>35*45</b>	144.26	62.020	108.96	45.19
<b>V(KN)</b>	159.633		118.45	

- **En travée :**

- a. **ELU :**

- ✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,06202}{14.17 \times (0.9 \times 0.45)^2 \times 0.35} = 0.076$$

$$\mu_u = 0.076 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

- ✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.099$$

- ✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.389 \text{ m}$$

- ✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.06202}{0.389 \times 347.826} = 4.58 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.575; 1.71) \text{ cm}^2$$

$$4.58 \text{ cm}^2 > 1.71 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- b. **ELS :**

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{62.02}{45.19} = 1.372$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.099 < 0.436 \quad \text{CV}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

#### ✚ En appui :

##### a. ELU :

###### ✓ Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0.14426}{14.17 \times (0.9 \times 0.45)^2 \times 0.35} = 0.177$$

$$\mu_u = 0.177 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

###### ✓ Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.245$$

###### ✓ Bras de levier :

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.365 \text{ m}$$

###### ✓ Section théorique d'armatures :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.14426}{0.365 \times 347.826} = 11.36 \text{ cm}^2$$

##### b. ELS :

$$M_{tmax} = 62.020 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{144.26}{108.96} = 1.324$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.245 < 0.412 \quad \text{CV}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- **Armature minimale :**

Selon **RPA99-V-2003** :  $A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 7.88 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \geq A_{\min}$$

- **Armatures maximales :**

Selon **RPA99-V-2003** :  $A_{\max} = 4\%(b \times h) = 63 \text{ cm}^2$  (zone courante)

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 94.5 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- **Le choix :**

En travée : **6T12** de section **6.79 cm<sup>2</sup>**

En appui : **6T16** de section **12.06 cm<sup>2</sup>**

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

$$T_{\max} = 159.633 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{159.633 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.9 \times 0.45} = 1.126 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{CV}$$

- **L'espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA99-V-2003**:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{\text{lmin}}; 30 \text{ cm}\right) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 22.50 \text{ cm} \rightarrow S'_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :  $\varnothing_{\text{lmin}}$ : Diamètre minimale des armatures longitudinales de la poutre principale

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le **B.A.E.L 91** :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{\text{lmin}}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

## 1.3.3.1 Récapitulation du ferrailage des poutres principales :

Tableau VI.54: Récapitulation du ferrailage des poutres principales

Etages	Ferrailages longitudinales					Ferrailages transversales		
	$A_{min}$ (RPA)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	choix			
RDC	7.88	2.37	<b>3T12</b> 3.39 cm <sup>2</sup>	5.62	<b>6T12</b> 6.78 cm <sup>2</sup>	10	20	Ø8
1 <sup>er</sup> étage	7.88	4.58	<b>6T12</b> 6.78 cm <sup>2</sup>	11.36	<b>6T16</b> 12.06 cm <sup>2</sup>	10	20	Ø8
Etages courants	7.88	8.87	<b>6T14</b> 9.24 cm <sup>2</sup>	14.99	<b>6T16</b> 16.08 cm <sup>2</sup>	10	20	Ø8
Terrasse	7.88	3.60	<b>3T14</b> 4.62 cm <sup>2</sup>	7.69	<b>3T12+3T14</b> 8.01 cm <sup>2</sup>	10	20	Ø8

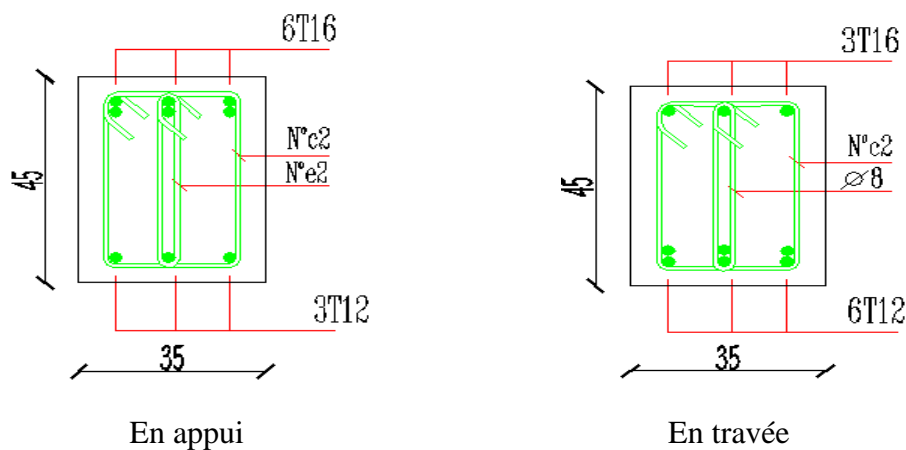


Figure VI.29 les coupes de ferrailage d'une poutre principale

## 1.3.4 Ferrailages des poutres secondaires :

Tableau VI.55: Sollicitations des poutres secondaires

Poutres	$M_{appui}$ (KN. m)	$M_{travée}$ (KN. m)	V (KN)
RDC	35.662	12.11	27.050
1 <sup>er</sup> étage	41.321	16.685	24.52
Etages courants	89.54	17.30	54.61
Terrasse	8.93	8.11	51.38

- **Ferraillages longitudinaux :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire situé au plancher haut du 1<sup>er</sup> étage.

**Tableau VI.56: Sollicitation de la poutre secondaire (exemple de calcul)**

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
	M <sub>appui</sub> (KN. m)	M <sub>travée</sub> (KN. m)	M <sub>appui</sub> (KN. m)	M <sub>travée</sub> (KN. m)
<b>35*45</b>	89.54	17.30	66.31	53.27
<b>V(KN)</b>	54.61		43.45	

- ✚ **En travée :**

- a. **ELU :**

- ✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,01730}{14.17 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 0.30} = 0.031$$

$$\mu_u = 0.031 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

- ✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.04$$

- ✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0.354 \text{ m}$$

- ✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.01730}{0.354 \times 347.826} = 1.40 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.20; 1.30) \text{ cm}^2$$

$$1.40 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

**b. ELS :**

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.30}{53.27} = 0.325$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.04 < 0.325 \quad \text{CV}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

**✚ En appui :****a. ELU :****✓ Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0.08954}{14.17 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 0.3} = 0.163$$

$$\mu_u = 0.163 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

**✓ Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.224$$

**✓ Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.328 \text{ m}$$

**✓ Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPA}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.08954}{0.328 \times 347.826} = 7.85 \text{ cm}^2$$

**b. ELS :**

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{89.54}{66.31} = 1.35$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.224 < 0.425 \quad \text{CV}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$



L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- **Armature minimale :**

Selon **RPA99-V-2003** :  $A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 6 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \geq A_{\min}$$

- **Armatures maximales :**

Selon **RPA99-V-2003** :  $A_{\max} = 4\%(b \times h) = 48 \text{ cm}^2$  (zone courante)

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- **Le choix :**

En travée : **3T12** de section **3.39 cm<sup>2</sup>**

En appui : **6T12** de section **9.03 cm<sup>2</sup>**

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

$$T_{\max} = 54.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{54.61 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.4} = 0.455 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA} \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{CV}$$

- **L'espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA99-V-2003** :

$$\begin{cases} \text{zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{\min}; 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S'_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :  $\varnothing_{\min}$ : Diamètre minimale des armatures longitudinales de la poutre principale

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le **B.A.E.L 91** :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{\min}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

## 1.3.4.1 Récapitulation du ferrailage des poutres principales :

Tableau VI.57: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires

Etages	$A_{min}$ (RPA)	Ferrailages longitudinales				Ferrailages transversales		
		$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	choix			
RDC	6	0.98	<b>3T12</b> 3.39 cm <sup>2</sup>	2.94	<b>6T12</b> 6.79 cm <sup>2</sup>	10	15	Ø8
1 <sup>er</sup> étage	6	1.35	<b>3T12</b> 3.39 cm <sup>2</sup>	3.43	<b>6T12</b> 6.79 cm <sup>2</sup>	10	15	Ø8
Etages courants	6	1.4	<b>3T12</b> 3.39 cm <sup>2</sup>	7.85	<b>6T12</b> 9.03 cm <sup>2</sup>	10	15	Ø8
Terrasse	6	0.65	<b>3T12</b> 3.39 cm <sup>2</sup>	0.72	<b>6T12</b> 6.79 cm <sup>2</sup>	10	15	Ø8

## 1.3.5 Recouvrement :

Tableau VI.58: Recouvrement des poutres secondaires

Ø (mm)	$L_r = 40Ø$ (cm)	$L_r$ choisi (cm)
<b>16</b>	64	65
<b>14</b>	56	60
<b>12</b>	48	50

## 1.4 Les murs voiles :

## 1.4.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quel que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels, ...).

Pour notre bâtiment on a un seul type de voile :

- Voile de contreventement.

### 1.4.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "**action climatique**" ou **aux séismes (action géologique)**.

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

### 1.4.3 Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (**TORSION**).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### 1.4.4 Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Ce qui implique que les murs voiles seront calculés en **flexion composée** et au **cisaillement**, leurs ferrailages sont composés **d'armatures verticales** et **d'armatures horizontales**, par la méthode des contraintes.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA99-V-2003** :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est :

- Globalement dans la section du voile de 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales  $S_t \leq \min(1.5 a ; 30 \text{ cm})$ .

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est positif.
- $20 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

**1.4.5 Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le B.A.E.L 91 : } \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le R.P. A99-V-2003 : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

**1.4.6 Caractéristiques des murs voiles :**

On distingue 4 type des murs voiles de différents longueur L, le tableau ci-dessous résume les caractéristiques géométriques de ces murs :

**Tableau VI.59: Caractéristiques des murs voiles**

Type	Voile	e(m)	L(m)	A(m <sup>2</sup> )	I( m <sup>4</sup> )
1	RDC	0.20	5.05	1.01	2.1465
	Etage courant	0.15	5.05	0.7575	1.6098
2	RDC	0.20	3.20	0.64	0.5461
	Etage courant	0.15	3.20	0.48	0.4096
3	RDC	0.20	2.95	0.59	0.4279
	Etage courant	0.15	2.95	0.4425	0.3209
4	RDC	0.20	2.50	0.5	0.2604
	Etage courant	0.15	2.50	0.375	0.1953

**1.4.7 Sollicitations des murs voiles :**

On a effectué une discrétisation (un maillage automatique de 4\*4) d'un mur voile puis sorte l'élément le plus sollicité dans ce voile, plus claire on va ferrailer la section totale de voile avec les sollicitations de l'élément le plus sollicité. Les résultats suivants sont obtenus par le logiciel « SAP 2000 ».

**Tableau VI.60 : sollicitation et ferrailage de type 01 de voile (L=5.05m)**

exemple voile v1															
élém	N(t)	M(t.m)	L(m)	e(m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m4)	V (m)	σt (T/m <sup>2</sup> )	σc (T/m <sup>2</sup> )	Lt (m)	S	N (T)	A (cm <sup>2</sup> )	ferrailage min	
V1	391	23,455	0,13791	1,2625	0,2	0,253	0,034	0,631	95,487	90,295	1,26	ET	23,46	5,86	5,86375

**Tableau VI.61: sollicitation et ferrailage de type 02 de voile (L=3.20 m)**

exemple voile V2															
élém	N(t)	M(t.m)	L(m)	e(m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m4)	V (m)	σt (T/m <sup>2</sup> )	σc (T/m <sup>2</sup> )	Lt (m)	S	N (T)	A (cm <sup>2</sup> )	ferrailage min	
V2	444	22,294	0,06495	0,8	0,2	0,160	0,009	0,400	142,382	136,293	0,80	ET	22,29	5,57	5,5735

**Tableau VI.62: sollicitation et ferrailage de type 03 de voile (L=2.95 m)**

exemple voile V3															
élém	N(t)	M(t.m)	L(m)	e(m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m4)	V (m)	σt (T/m <sup>2</sup> )	σc (T/m <sup>2</sup> )	Lt (m)	S	N (T)	A (cm <sup>2</sup> )	ferrailage min	
V3	484	30,778	0,07991	0,7375	0,2	0,148	0,007	0,369	213,072	204,257	0,74	ET	30,78	7,69	7,6945

**Tableau VI.63: sollicitation et ferrailage de type 04 de voile (L=2.50 m)**

exemple voile V4															
élém	N(t)	M(t.m)	L(m)	e(m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m4)	V (m)	σt (T/m <sup>2</sup> )	σc (T/m <sup>2</sup> )	Lt (m)	S	N (T)	A (cm <sup>2</sup> )	ferrailage min	
V4	525	26,245	0,05547	0,625	0,2	0,125	0,004	0,313	214,220	205,700	0,63	ET	26,25	6,56	6,56125

S.E.T : section entièrement tendue.

### 1.4.8 Ferrailage des murs voiles :

#### 1.4.8.1 Calcul des armatures verticales $A_v$ :

Le ferrailage qu'on a trouvé précédemment c'est pour une partie de voile, donc le ferrailage trouvé multiplié par 4 (on a effectué un maillage de 4\*4), le résultat de cette opération c'est le ferrailage final de voile, mais le ferrailage trouvé ne vérifie pas l'espacement que ce soit 20 cm ou 15 cm. donc on ferraille tous les voiles de bâtiment avec le ferrailage minimum.

Avec :  $A_{min} = \max \left( 0.15\% \cdot b \cdot h ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$

**Exemple de calcul de voile 01 (L=5.05 m) :**

$$A_{min} = \max \left( 0.15\% \cdot b \cdot h ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (15.15 ; 53.025)$$

$$\rightarrow A_{min} = 53.025 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend comme un espacement de 20 cm sur toute la longueur du voile (L=5.05 m).

On adopte : **50T12** de section  $A_v = 56.50 \text{ cm}^2$  (sur les deux faces de voile, 25 armatures / faces).

## 1.4.9 Récapitulation du ferrailage des murs voiles :

Tableau VI.64: Récapitulation du ferrailage verticales des murs voiles

VOILE 01	$A_V$ discrétisé $\text{cm}^2$	$A_V$ calculé $\text{cm}^2$	$A_V$ min $\text{cm}^2$	$A_V$ choisie $\text{cm}^2$
	5.86	23.44	53.025	<b>50T12</b> 56.50
VOILE 02	5.57	22.28	36.75	<b>36T12</b> 40.68
VOILE 03	7.69	30.76	30.975	<b>30T12</b> 33.90
VOILE 04	6.56	26.24	26.25	<b>26T12</b> 29.38

1.4.10 Calcul des armatures horizontales  $A_H$  :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de

$10 \Phi$ . D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le **RPA99-V-2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

✚ **Pour le voile 01 RDC (L=5.05 m) :**

On a :  $A_V = 56.50 \text{ cm}^2$

$$A_H = \frac{A_V}{4} \rightarrow A_H = \frac{56.50}{4} = 14.125 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA99-V-2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \times B$

$$\rightarrow A_{H \text{ choisie}} \geq 15.15 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **21T12** de section **23.73 cm<sup>2</sup>**

✚ **Pour le voile 01 les étages courants (L=5.05 m) :**

On a :  $A_V = 56.50 \text{ cm}^2$

$$A_H = \frac{A_V}{4} \rightarrow A_H = \frac{56.50}{4} = 14.125 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA99-V-2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \times B$

$$\rightarrow A_{H \text{ choisie}} \geq 11.36 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **16T12** de section **18.08 cm<sup>2</sup>**

#### 1.4.10.1 Récapitulation du ferrailage des murs voiles :

Tableau VI.65: Récapitulation du ferrailage verticales des murs voiles

	$A_V$ cm <sup>2</sup>	$A_H$ calculé cm <sup>2</sup>	$A_H$ min cm <sup>2</sup>	$A_H$ choisie cm <sup>2</sup>
Les VOILE de RDC	56.50	14.125	15.15	<b>21T12</b> 23.73
Les VOILE des étages courants	56.50	14.125	11.36	<b>16T12</b> 18.08

-Coupe 1-1 -

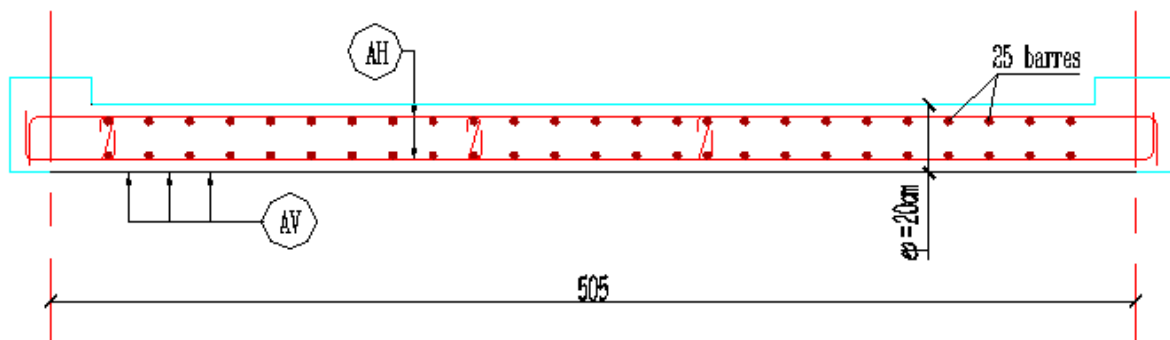


Figure VI.21 : ferrailage de voile type 01 (L=5.05 m)

#### 1.4.11 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épinglets dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épinglets au mètre carré.

#### ✚ Diamètre :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épinglets au mètre carré soit HA8.

#### 1.4.12 Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

Selon R.P. A99-V-2003 :  $S_t \leq \min(1.5b ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

B.A.E. L91 :  $S_t \leq \min(2b ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_t = \min(S_{tRPA} ; S_{tBAEL}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

**1.4.13 Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**1.4.14 Vérification des contraintes tangentielles :**

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4V_u \text{ calcul}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur de linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d=0.9h$ ).

$h$  : hauteur total de la section brute.

**Tableau VI.66: Vérification des contraintes tangentielles**

Voiles	V(KN)	$\tau_b$ (MPA)	$\bar{\tau}_b$ (MPA)	Observation
<b>RDC</b>	0.7	0.142	5	<b>CV</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	0.41	0.111	5	<b>CV</b>
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	0.55	0.149	5	<b>CV</b>
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	0.64	0.173	5	<b>CV</b>
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	0.85	0.23	5	<b>CV</b>
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	0.98	0.265	5	<b>CV</b>
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	1.23	0.333	5	<b>CV</b>
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	1.58	0.428	5	<b>CV</b>
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	2.18	0.590	5	<b>CV</b>
<b>9<sup>eme</sup> étage</b>	3.92	1.061	5	<b>CV</b>



**CHAPITRE VII :**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### I.1 Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts supportés par les éléments de la structure, ainsi que l'encastrement de la structure dans l'assise et limiter les tassements différentiels.

### I.2 Types de fondation :

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

### I.3 Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Il dépend de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage construire.
- Caractéristique du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- Solution économique et facilité de réalisation.
- Stabilité total des bâtiments.

### I.4 Condition à vérifier :

La surface totale des semelles ne dépasse pas **50%** de la surface de l'emprise du bâtiment. Avec un taux de travail admissible du sol qui est égal à **2.50 bar**.

Donc il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Radier général.

### I.5 Définition de radier :

Le radier c'est une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consol extérieur.

On choisit un radier si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- De faible capacité portante de sol.
- Des charges élevées de bâtiment.
- De rapprochement des poteaux.
- Des difficultés d'établir des pieux.
- Des charges excentrées en rive de bâtiment.

**I.6 Calcul de l'infrastructure :****I.6.1 Prédimensionnement du radier :****a. La dalle :**

Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{5.05}{20} \Rightarrow h_d \geq 0.25 \text{ m}$$

Avec :

$l_{max}$  : la distance maximale entre deux files successives.

**b. La nervure :**

Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_N \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{5.05}{20} \Rightarrow h_d \geq 0.505 \text{ m}$$

**La meilleure proposition :**  $\begin{cases} h_d = 70 \text{ cm} \\ h_N = 80 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow$  Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

**I.6.2 Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \cdot P_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $Q_u = 2635 \text{ KN}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  ;  $\gamma_b = 1.15$

$$P_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.6 + 0.6 + 0.7 \times 2) = 5.2 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 0.7 \times 5.1 \times \frac{25000}{1.5}$$

$$\Rightarrow Q_u = 2635 \text{ KN} < 2677.5 \text{ KN} \quad \text{C. V}$$

**I.6.3 Vérification de la contrainte du sol :**

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « **2.5 bar** ». La condition qu'on doit vérifier est la suivante :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = Z_{min} \times K$$

Avec :  $Z_{max}$ ,  $Z_{min}$  : déplacement maximal et minimal  $U_z$ .

**K** : Le coefficient de **BALLAST** (coefficient de la raideur du sol).

D'après le tableau du module de réaction de sol, on prend :  **$K = 5 \text{ Kg/cm}^2$** .

$$\begin{cases} Z_{max} = 0.001839 \text{ m} \\ Z_{min} = 0.007412 \text{ m} \end{cases} \rightarrow (\text{ELU SAFE 12.3.0}).$$

$$\rightarrow \sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{2} = 0.032 \text{ bar} \leq 2.5 \text{ bar} \quad \text{C.V}$$

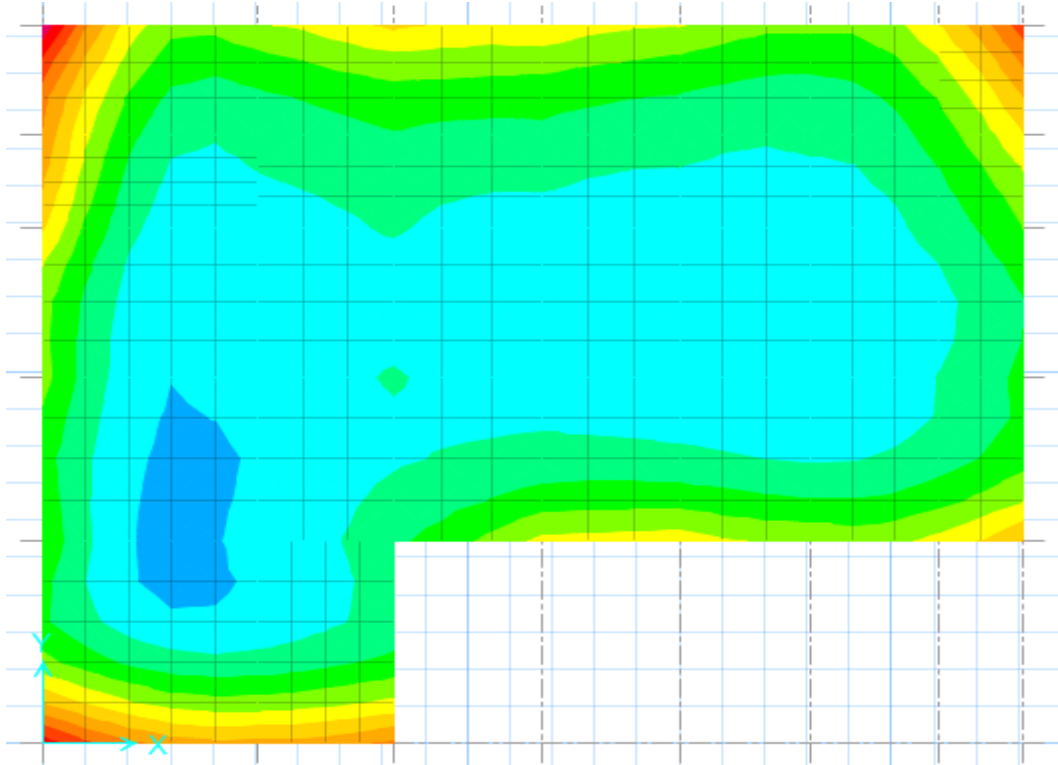


Figure VII 30: Déplacement  $U_z$

#### I.6.4 Les sollicitations du radier :

Après une modélisation du radier avec le logiciel **SAFE 12.3.0**, on a obtenu les résultats suivants :

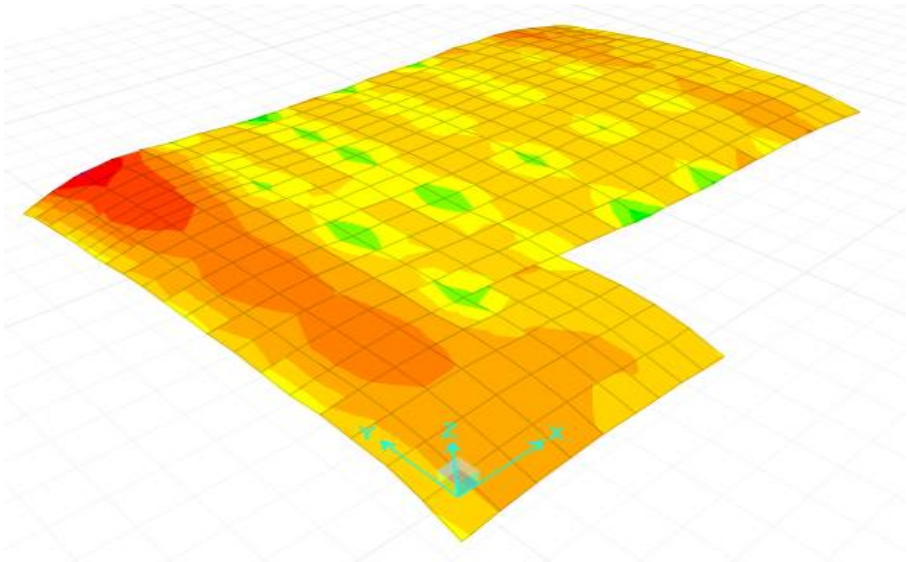


Figure VII 31: Moment  $M_{11}$  à l'ELU

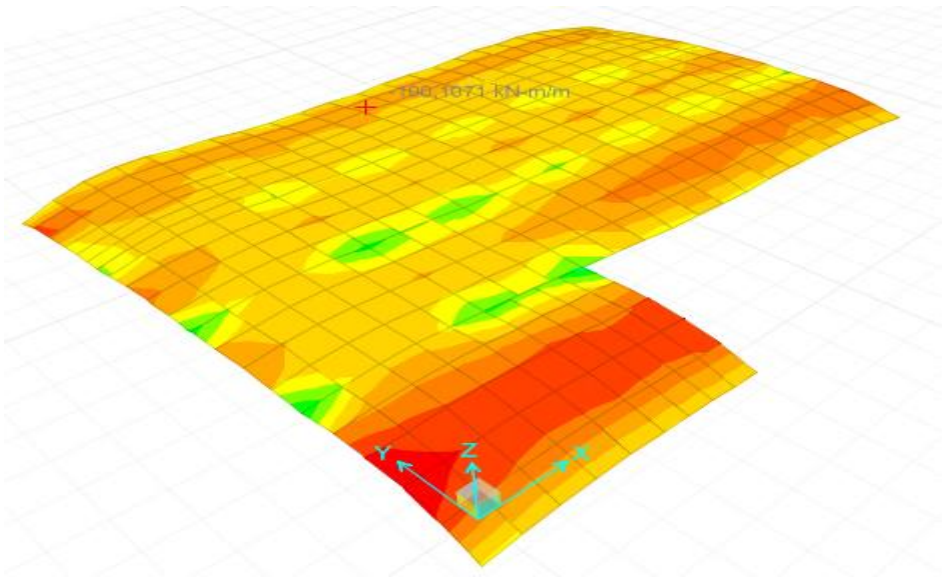


Figure VII 32: Moment  $M_{22}$  à l'ELU

Tableau VI.67 : Les sollicitations du radier

		ELU		ELS	
		$M_{11}$ (KN.m)	$M_{22}$ (KN.m)	$M_{11}$ (KN.m)	$M_{22}$ (KN.m)
Dalle	Appui	270.1632	344.0557	196.173	249.2924
	Travée	532.6932	206.6376	386.8313	370.3472
Nervure	Appui	270.1632	344.0557	196.173	249.2924
	Travée	532.6932	506.6376	386.8313	370.3472

**I.6.5 Calcul du ferrailage de la dalle :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de  $(1.00 \times 0.70)m^2$  en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

**a. En travée :****ELU :**▪ **Ferrailage suivant  $L_x$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{532.6932 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.095$$

$$\mu_u = 0.095 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.125$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.599 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{532.9632 \times 10^{-3}}{0.599 \times 347.826} = 25.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{st} \geq \max(7; 7.61) \text{ cm}^2$$

$$25.59 \text{ cm}^2 > 7.61 \text{ cm}^2 \quad \text{C. V}$$

Donc on adopte **10T20** de section **31.42 cm<sup>2</sup>/ml**.

- **Ferraillage suivant  $L_y$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{206.6376 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.037$$

$$\mu_u = 0.037 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.0475$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.618 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{22}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{206.6376 \times 10^{-3}}{0.618 \times 347.826} = 9.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{st} \geq \max(7; 7.61) \text{ cm}^2$$

$$9.69 \text{ cm}^2 > 7.61 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Donc on adopte **10T20** de section **31.42 cm<sup>2</sup>/ml**.

#### ✚ Vérification à ELS :

- **Suivant  $L_x$  :**

##### 1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + \eta \cdot A_{sc}(x - d') - \eta \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A_{sc} = 0 ; A_{st} = 31.42 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 - 15 \times 31.42 \times (63 - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 29691.9 + 471.3x = 0$$

$$\Rightarrow x = 24.32 \text{ cm}$$

##### 2. Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100}{3}(24.32)^3 + 15 \times 31.42 \times (63 - 24.32)^2 = 1184610.762 \text{ cm}^4$$

##### 3. Calcul des contraintes :

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.387 \times 10^6}{1184610.762} \times 24.32 = 7.95 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 7.95 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser} \cdot (d-x)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 0.387 \times (0.9 \times 0.7 - 0.2432)}{0.01184610762} = 189.55 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 189.55 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

▪ **Suivant  $L_y$  :**

**1. Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta \cdot A_{sc}(x - d') - \eta \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A_{sc} = 0 ; A_{st} = 31.42 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 - 15 \times 31.42 \times (63 - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 29691.9 + 471.3x = 0$$

$$\Rightarrow x = 24.32 \text{ cm}$$

**2. Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100}{3} (24.32)^3 + 15 \times 31.42 \times (63 - 24.32)^2 = 1184610.762 \text{ cm}^4$$

**3. Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.387 \times 10^6}{1184610.762} \times 24.32 = 7.95 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 7.95 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser} \cdot (d-x)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 0.387 \times (0.9 \times 0.7 - 0.2432)}{0.01184610762} = 189.55 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 189.55 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

**b. En appui :**

🚦 **ELU :**

▪ **Ferrailage suivant  $L_x$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{270.1632 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.048$$

$$\mu_u = 0.048 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.06125$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.615 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{270.1632 \times 10^{-3}}{0.615 \times 347.826} = 12.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **6T20** de section **18.85 cm<sup>2</sup>/ml**.

▪ **Ferraillage suivant L<sub>y</sub> :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{344.0557 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.061$$

$$\mu_u = 0.061 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.079$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.610 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{22}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{344.0557 \times 10^{-3}}{0.610 \times 347.826} = 16.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **7T20** de section **21.99 cm<sup>2</sup>/ml**.

✚ **Vérification à ELS :**

▪ **Suivant L<sub>x</sub> :**

**1. Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta \cdot A_{sc}(x - d') - \eta \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A_{sc} = 0 ; A_{st} = 18.85 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 - 15 \times 18.85 \times (63 - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 17813.25 + 282.75x = 0$$

$$\Rightarrow x = 16.26 \text{ cm}$$

**2. Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100}{3}(16.26)^3 + 15 \times 18.85 \times (63 - 16.26)^2 = 761001.5331 \text{ cm}^4$$

### 3. Calcul des contraintes :

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.196 \times 10^6}{761001.5331} \times 16.26 = 4.19 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.19 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser} \cdot (d-x)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 0.196 \times (0.9 \times 0.7 - 0.1626)}{0.007610015331} = 180.57 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 180.57 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

- **Suivant  $L_y$  :**

#### 1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + \eta \cdot A_{sc}(x - d') - \eta \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A_{sc} = 0 ; A_{st} = 21.99 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 - 15 \times 21.99 \times (63 - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 20780.55 + 329.85x = 0$$

$$\Rightarrow x = 17.35 \text{ cm}$$

#### 2. Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100}{3} (17.35)^3 + 15 \times 21.99 \times (63 - 17.35)^2 = 861473.1824 \text{ cm}^4$$

### 3. Calcul des contraintes :

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.249 \times 10^6}{861473.1824} \times 17.35 = 5.01 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 5.01 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser} \cdot (d-x)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 0.249 \times (0.9 \times 0.7 - 0.1735)}{0.008614731824} = 197.92 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 197.92 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

- ✚ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{391.97 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.9 \times 0.7} = 0.89 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

#### ✚ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{70}{35}; 1.6; \frac{100}{10}\right)$$

Donc :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

#### ✚ Calcul de l'espacement :

D'après le **B.A.E.L 91** :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(56.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

Donc :  $S_t \leq 40 \text{ cm}$

### I.6.5.1 Récapitulation du ferrailage de la dalle :

Tableau VII.67: Récapitulation du ferrailage de la dalle

		$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{choisi}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ ( $\text{cm}$ )	$\phi_t$ ( $\text{cm}$ )
$L_x$	Travée	25.59	<b>10T20</b> (31.42)	15	10
	Appui	12.64	<b>6T20</b> (18.85)		
$L_y$	Travée	9.61	<b>10T20</b> (31.42)	20	10
	Appui	16.21	<b>7T20</b> (21.99)		

### I.6.6 Calcul du ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de  $(0.6 \times 0.8)\text{m}^2$ .

#### a. En travée :

##### ✚ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{532.6932 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.17} = 0.121$$

$$\mu_u = 0.121 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.161$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.674 \text{ m}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma_{\text{st}}} = \frac{532.9632 \times 10^{-3}}{0.674 \times 347.826} = 22.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{st} \geq \max(4.8; 5.22) \text{ cm}^2$$

$$22.75 \text{ cm}^2 > 5.22 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Donc on adopte **12T20** de section **37.68 cm<sup>2</sup>/ml**.

✚ **Vérification à ELS :**

**1. Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta \cdot A_{sc}(x - d') - \eta \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$b = 60 \text{ cm}; \eta = 15; A_{sc} = 0; A_{st} = 37.68 \text{ cm}^2$$

$$30x^2 - 15 \times 37.68 \times (72 - x) = 0 \Rightarrow 30x^2 - 40694.4 + 565.2x = 0$$

$$\Rightarrow x = 28.6 \text{ cm}$$

**2. Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{60}{3}(28.6)^3 + 15 \times 37.68 \times (72 - 28.6)^2 = 1532461.232 \text{ cm}^4$$

**3. Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.387 \times 10^6}{1532461.232} \times 28.6 = 7.22 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 7.22 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser} \cdot (d - x)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 0.387 \times (0.9 \times 0.8 - 0.28.6)}{0.01532461232} = 164.4 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 164.4 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

**b. En appui :**

✚ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{270.1632 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.17} = 0.061$$

$$\mu_u = 0.061 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.079$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.697 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{270.1632 \times 10^{-3}}{0.697 \times 347.826} = 11.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{st} \geq \max(4.8; 5.22) \text{ cm}^2$$

$$11.40 \text{ cm}^2 > 5.22 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Donc on adopte **6T20** de section **18.85 cm<sup>2</sup>/ml**.

✚ **Vérification à ELS :**

**1. Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta \cdot A_{sc}(x - d') - \eta \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$b = 60 \text{ cm}; \eta = 15; A_{sc} = 0; A_{st} = 18.85 \text{ cm}^2$$

$$30x^2 - 15 \times 18.85 \times (72 - x) = 0 \Rightarrow 30x^2 - 20358 + 282.75x = 0$$

$$\Rightarrow x = 21.76 \text{ cm}$$

**2. Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \eta \cdot A_{sc}(x - d')^2 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3}x^3 + \eta \cdot A_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{60}{3}(21.76)^3 + 15 \times 18.85 \times (72 - 21.76)^2 = 919743.4419 \text{ cm}^4$$

**3. Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.196 \times 10^6}{919743.4419} \times 21.76 = 4.64 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.64 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser} \cdot (d - x)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 0.196 \times (0.9 \times 0.8 - 0.2176)}{0.009197434419} = 160.59 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 160.59 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

✚ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{341.05 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9 \times 0.8} = 0.59 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

✚ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{80}{35}; 2; \frac{60}{10}\right)$$

Donc :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

✚ **Calcul de l'espacement :**

D'après le : **RPA99-V-2003 :**

• **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm}\right) = \min(20; 24; 30) \text{ cm}$$

Donc :  $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Dans la zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

Donc :  $S'_t = 20 \text{ cm}$

**I.6.6.1 Récapitulation du ferrailage de la nervure :**

**Tableau VII 68: Récapitulation du ferrailage de la nervure**

	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	choix	$A_{\text{choisi}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)	$S'_t$ (cm)	$\phi_t$ (cm)
<b>Travée</b>	22.75	<b>12T20</b>	37.68	15	20	8
<b>Appui</b>	11.40	<b>6T20</b>	18.85			

**CHAPITRE VIII**  
**ETUDE MANAGÉRIALE**

## I.1 Introduction :

Depuis l'antiquité, l'homme conduit des projets. Citons en particulier la construction des pyramides par les égyptiens.

Au XX<sup>e</sup> siècle, le développement des entreprises pétrolières et du secteur de l'automobile a fourni les bases du management de projet et à provoquer l'expansion de L'ingénierie.

En Algérie, on distingue plusieurs organismes et des entreprises spécialisées dans la construction des bâtiments :

### Publics :

- ENPI (Entreprise National de la Promotion Immobilière).
- OPGI (Offices de Promotion et de Gestion Immobilière).

« Le management de projet est une application de connaissances, compétences, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre ou de dépasser les attentes des parties impliquées dans le projet. » [1]

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude technique du bâtiment, mais aussi de faire appel aux notions de management pour définir le délai, le coût global.

Ce chapitre a été mené en effectuant une planification du projet.

## I.2 Cycle de vie d'un projet de construction :

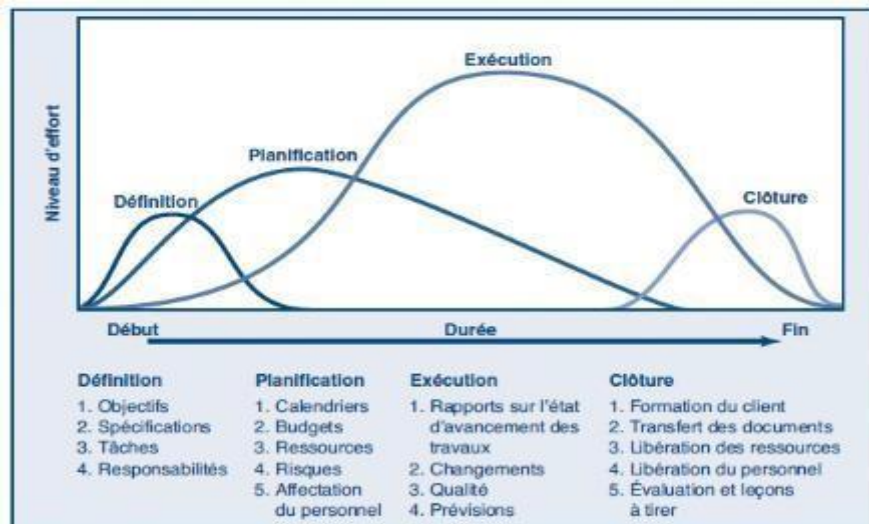


Figure VIII 33 : cycle de vie d'un projet [1]

Dans notre présente étude managériale, nous nous sommes positionnés dans les deux phases de définition et planification, c'est-à-dire que les plans d'exécution du projet sont déjà finalisés, ensuite nous avons entamé une étude de management de notre projet.

## VIII.3 Les acteurs de notre projet :

### Maître d'ouvrage :

La maîtrise d'ouvrage **Promoteur EURL BOUZOUR** est l'entité porteuse du besoin, définissant l'objectif du projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet.

### Maître d'œuvre :

La maîtrise d'œuvre **A. BOUHADBA** est l'entité retenue par le **Promoteur** pour réaliser l'ouvrage, dans les conditions de délais, de qualité et de coût fixées par ce dernier conformément à un contrat. Elle est donc responsable des choix techniques inhérents à la réalisation de l'ouvrage conformément aux exigences de la maîtrise d'ouvrage.



- **Organisme de contrôle :**

Le contrôle technique de la construction vise à prévenir les aléas techniques susceptibles de se produire dans les projets de construction notamment et pouvant entraîner des sinistres. Particulièrement par la vérification du respect des règles de l'art.

Le contrôle technique de ce projet se fait principalement par l'organisme national de contrôle de la construction de l'Ouest (C.T.C).

- **Laboratoire de béton et l'étude du sol :**

Le laboratoire doit offrir un service public aux particuliers consistant en des essais de sols et des matériaux et en des conseils techniques. Ce service s'étend à tous les acteurs, de la société civile et de l'état exprimant des demandes d'informations techniques et scientifiques pour les besoins de leur propre programme dans le domaine de la géotechnique ou des matériaux de construction.

- **Société nationale d'assurance (S.A.A) :**

Une assurance est un service qui fournit une prestation lors de la survenance d'un événement incertain et aléatoire souvent appelé (risque). La prestation, généralement financière, peut être destinée à un individu, une association ou une entreprise, en échange de la perception d'une cotisation ou prime. Par extension, l'assurance est le secteur économique qui regroupe les activités de conception, de production et de commercialisation de ce type de service.

### **I.3 Planification de notre projet :**

Pour les besoins inhérents au présent notre PFE (Projet de Fin d'Etude), nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai et le cout. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils à utiliser :

- WBS.
- PP.
- Gantt.
- MPP.

Pour les besoins de notre étude nous avons choisi le **PRIMAVERA P6** comme outil de travail.

#### **Définition de PRIMAVERA P6 :**

PRIMAVERA est un logiciel de gestion de portefeuille de projets d'entreprise. Il comprend des fonctions de gestion de projet, de gestion de produits, de collaboration et de contrôle, et s'intègre à d'autres logiciels d'entreprise tels que les systèmes ERP Oracle et SAP. PRIMAVERA a été lancée en 1983 par PRIMAVERA System Inc., qui a été acquise par Oracle Corporation en 2008.

#### **Création d'un projet sur PRIMAVERA P6 :**

Pour créer et gérer un projet sur PRIMAVERA P6 il faut suivre des étapes :

1. Définir le calendrier global en prenant en considération tous les jours de repos ainsi que les jours fériés durant toute la période de réalisation du projet
2. Définir les tâches.
3. Organiser l'enchaînement des tâches.
4. Définir les ressources.
5. Attribuer les ressources aux tâches.

6. Démarrer le projet [Outils –Suivi –Mettre à jour le projet].
7. Informer les acteurs.
8. Introduire les états d'avancement.
9. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
10. Clôturer le projet.

#### I.4 Etablir les priorités du projet (PP) :

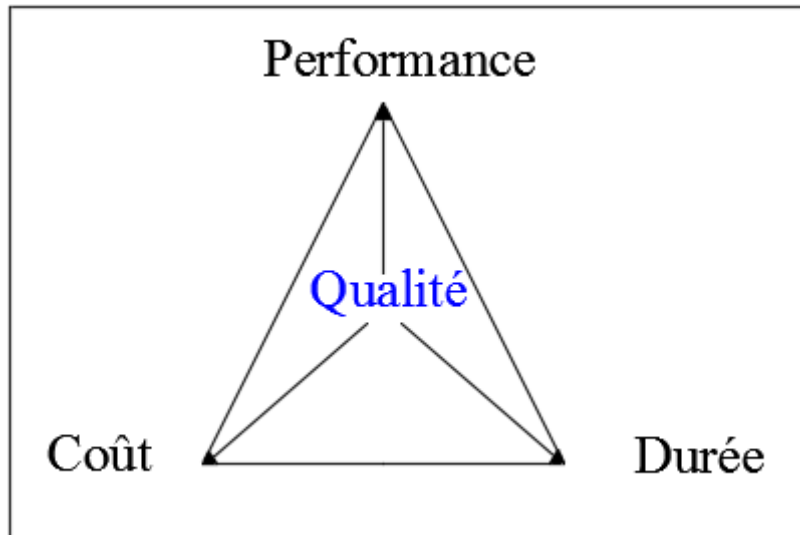


Figure VIII 34 : Les priorités du projet (PP)

	Délai	Performance	Coût
Contrainte		☀	
Optimise	☀		☀
Accepte			

Figure VIII.35: Matrice des priorités (MPP)

**I.4.1 Works breakdown structure (WBS) :**

La structure de découpage de projet (SDP) ou Works Breakdown Structure (WBS) est une décomposition hiérarchique (orientée vers les livrables) du travail à exécuter par l'équipe du projet. Elle apparait sous forme de représentation graphique du projet le découpant par niveaux successifs jusqu'au degré de détail nécessaire à une planification et un contrôle adéquat. [2]

**I.4.2 Organisationnel breakdown structure (OBS) :**

Après la subdivision des tâches, on doit maintenant relier chaque tâche avec une ressource correspondante :

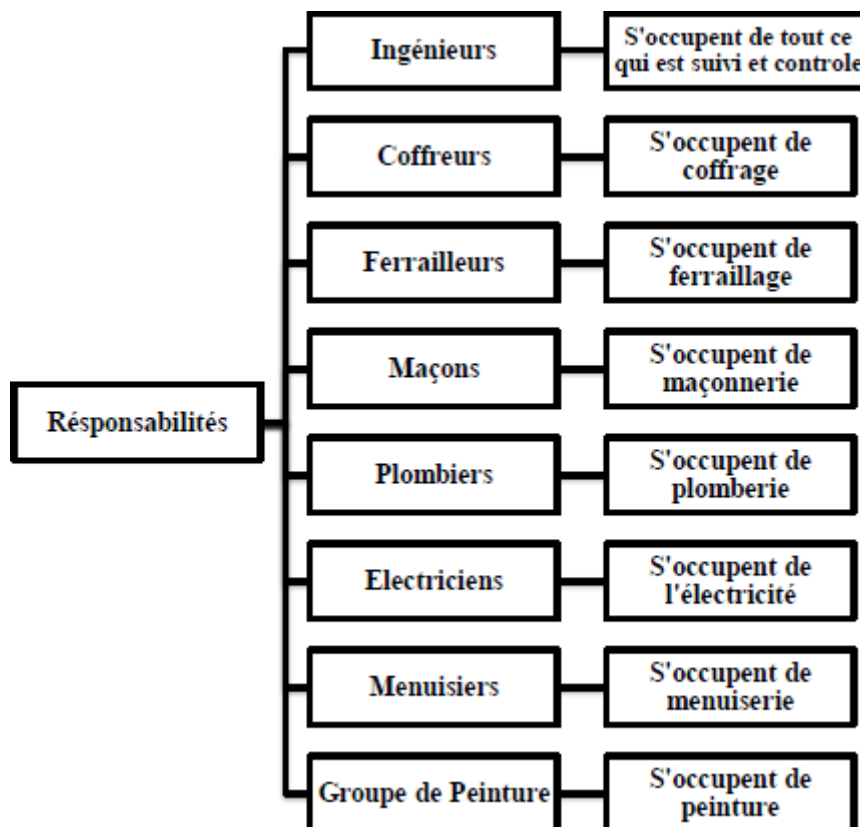


Figure VIII 36 : Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS)

### I.4.3 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 (taches) qui constituent un projet. [1]

Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes taches à envisager.
- La date de début et de fin de chaque tache.
- La durée escomptée de chaque tache.
- Le chevauchement éventuel des taches, et leur durée.
- La date de début et de fin du projet dans son ensemble.

Diagramme de Gantt est particulièrement facile à mettre en œuvre avec un simple tableur plus connu est **PRIMAVERA P6**.

✚ **PRIMAVERA P6** : est un logiciel de gestion des projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets. De gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets.

✚ **La notion de tache :**

L'activité est le processus qui consiste à identifier les actions spécifiques à entreprendre pour produire les livrables de projet. [1]

Les activités sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées, à savoir : [3]

**Liaison Fin-Début** : la tache dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tache dont elle dépend (A) n'est pas terminée.

**Liaison Début-Début** : la tache dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tache Don't elle dépend (A) n'a pas commencé.

**Liaison Fin-Fin** : la tache dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tache Don't elle dépend (A) n'a pas terminé.

**Liaison Début-Fin** : la tache dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tache Don't elle dépend (A) n'a pas commencé.

✚ **Nombre des effectifs :**

**Groupe maçon** : 6 personnes

**Manœuvre** : 6 personnes

**Groupe de peinture** : 4 personnes

**Groupes électriques** : 4 personnes

**Groupe menuisier** : 4 personnes

Nous avons introduit toutes les informations des taches avec leurs durée sur logiciel **PRIMAVERA P6** (voir Annexe C), on obtient les résultats suivants :

- La durée du projet est de **592 jours** de travail.
- La durée du projet en mois est d'environ **19 mois**.
- Le début de projet est prévu le : 01/04/2018.
- La fin du projet est prévue le : 20/11/2019.

**I.4.4 Coût estimatif des travaux de réalisation :**

Nous avons constaté que le coût de réalisation par un mètre carré varie entre 30 000.00 DA et 100 000.00 DA, dépend de la qualité de logement (Promotionnel, LPP, LPA...), étant donné que :

Notre projet rentre dans le cadre des logements promotionnel le coût de réalisation sera représenté comme suit :

**Tableau VIII 69 : Coût estimatif des travaux de réalisation**

	<b>Prix / logement (DA)</b>	<b>Prix total (DA)</b>
<b>Habitation</b>	9 000 000,00	252 000 000,00
<b>Bureau</b>	6 000 000,00	48 000 000,00
<b>Commerce</b>	8 000 000,00	72 000 000,00
<b>Estimation globale des travaux</b>		<b>372 000 000,00</b>

**I.5 Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons essayés de développer une démarche pour la planification du bloc étudié avec l'outil **PRIMAVERA P6**. On a estimé le cout global du bloc et le temps nécessaire pour gérer notre projet de façon proactive.

Projet : Réalisation de 60 Logt LPA avec 92 bureaux et 48 commerces à OULED MIMOUN –Tlemcen- En R+9.

**Devis Quantitatif et Estimatif :**

N° d'article	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
<b>A/ aménagement extérieur</b>					
A/01	Terrassement en grande masse effectué à l'aide d'engins mécanique suivant les profils en long y compris toutes sujétions de mise en œuvre	M <sup>3</sup>	243,000	300.00	72 900,00
A/02	Fouille en tranchées pour radier dans un terrain de toute nature y compris mise en dépôt N°02 et toutes sujétions d'exécution	M <sup>3</sup>	900,600	200.00	180 120,00
A/03	Remblais des vides des fouilles en terre prévenant du dépôt N°02 soigneusement exécutés et arrosés par couches de 20cm y/c chargement, déchargement, transport et toutes sujétions d'exécution.	M <sup>3</sup>	324,025	300.00	97 207,5
A/04	Herrissonnage en pierre sèches :0.15EP	M <sup>3</sup>	79,600	3000.00	238 800,00
A/05	Plateforme y compris toutes sujétion de mise en œuvre	M <sup>2</sup>	528,000	1200.00	633 600,00
A/06	Exécution d'une couche en tuffde y compris arrosage, cylindre et compactage sur une ép. De 25 cm	M <sup>2</sup>	564,220	250.00	141 055,00
A/07	F/P d'une couche drainante de gravier lavée 15/25 ép.15	M <sup>2</sup>	564,220	300.00	169 266,00
A/08	Fourniture et en œuvre de revêtement superficiel y compris l'imprégnation en Cut back 0.15 et une de granulat 3/8	M <sup>2</sup>	564,220	450.00	253 899,00
A/09	F/P de bordure sur le trottoir joint de dilatation, herrissonnage, et toutes sujétions de mise en œuvre	Ml	453,300	600.00	271 980,00
A/10	Exécution de parking enrobé à chaud y compris diamètre 40 traçage et toutes sujétions de mise en œuvre	M <sup>2</sup>	564,220	1900.00	1 072 018,00
A/11	Exécution d'espace vert y compris apport de terre végétale et implantation	M <sup>2</sup>	650,000	2000.00	1 300 000,00
A/12	F/P de crosse en acier y compris lampe filerie et installation en toutes sujétion	cns	1,000	140000.00	140 000,00
A/13	F/P de carrelage anti dérapant	M <sup>2</sup>	453,300	600.00	271 980,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>4 842 825,5</b>

<b>B/ assainissement</b>					
<b>B/01</b>	Exécution des fouilles en tranchée à différentes profondeurs y compris transport	M <sup>3</sup>	210,330	300.00	63 099,00
<b>B/02</b>	Exécution des fouilles en puits pour regard y compris dressage des parois et toutes sujétions de mise en œuvre, transport	M <sup>3</sup>	120,300	200.00	24 060,00
<b>B/03</b>	Mise en œuvre de lit de sable	M <sup>3</sup>	120,300	150.00	18 045,00
<b>B/04</b>	F/P de conduite en ciment compriemer y compris joint âge en				
	Dim 200	MI	119,000	650.00	77 350,00
	Dim 300	MI	65,000	800.00	52 000,00
	Dim 400	MI	73,200	950.00	69 540,00
<b>B/05</b>	Remblais des fouilles y compris compactage et arrosage	M <sup>3</sup>	421,550	120.00	50 586,00
<b>B/06</b>	Réalisation de caniveaux en béton dosé a 250Kg/m <sup>3</sup> y compris joint de dilatation et toutes sujétions en œuvre	MI	149,550	600.00	89 730,00
<b>B/07</b>	Réalisation de regard avaloir en béton de 06*0.6 dosé à 350Kg/m <sup>3</sup> y compris grille en fonte terrassement remblai de lit de sable	U	24,000	15000.00	360 000,00
<b>B/08</b>	Réalisation de regard de branchement en béton de 0.8*0.8 dosé à 250 Kg/m <sup>3</sup> y compris dalle en béton, terrassement, et remblai de lit de sable	U	6,000	12000.00	72 000,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>876 410,00</b>

<b>C/ AEP+GAZ</b>					
<b>AEP</b>					
<b>C/01</b>	Terrassement de toutes nature	M <sup>3</sup>	210,450	120.00	25 254,00
<b>C/02</b>	Mise en œuvre de lit de sable	M <sup>3</sup>	75,450	100.00	7 545,00
<b>C/03</b>	F/P de conduite en PVE à joint 10 bars y compris réglage nettoyage de				
	Dim63	MI	241,210	900.00	217 089,00
<b>C/04</b>	F/P de Dim 63	U	12,000	900.00	10 800,00
<b>C/05</b>	F/P de coule en PVE à joint 10 bars 63	U	24,000	900.00	21 600,00
<b>C/06</b>	F/P de vannes en fonte y compris raccord à bride sous bouchon à clé Dim 65	U	6,000	14000.00	84 000,00
<b>C/07</b>	Branchement particulier sur conduite en diamètre 63 y compris	MI	210,330	6000.00	1 261 980,00

	robinet et suivant plan de toutes sujétions de mise en œuvre				
<b>C/08</b>	Remblais des fouilles	M <sup>3</sup>	201,330	200.00	40 266,00
	<b>GAZ</b>				
<b>01</b>	Fouille en tranche sur une profondeur de 40 cm	M <sup>3</sup>	121,200	200.00	24 240,00
<b>02</b>	Mise en œuvre de lit de sable	M <sup>3</sup>	102,300	100.00	10 230,00
<b>03</b>	F/P de conduite en cuivre y compris toutes sujétions de mise en œuvre				
	Dim 40	MI	345,660	1350.00	466 641,00
	Dim 100	MI	34,200	2100.00	71 820,00
	Dim 50	MI	125,660	1400.00	175 924,00
	Dim 22	MI	542,330	1200.00	650 796,00
<b>04</b>	Remblais des fouilles y compris toutes sujétions de mise en œuvre	M <sup>3</sup>	102,300	200.00	20 460,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>3 088 645,00</b>

### RECAPITULATIF :

N°	Désignation des lots	Montant
<b>A</b>	Aménagement	4 842 825,5
<b>B</b>	Assainissement	876 410,00
<b>C</b>	AEP+GAZ	3 088 645,00
	Total en H. T	8 807 880,5
	TVA 17%	1 453 274,41
	<b>Total en TTC</b>	<b>10 261 154,91</b>

### RECAPITULATIF GENERAL :

N°	Désignation des lots	Montant
<b>A</b>	Gros œuvres	247 399 892,80
<b>B</b>	Aménagement extérieur	8 807 880,50
	Total en H. T	256 207 773,30
	TVA 17%	43 511 256,19
	<b>Total en TTC</b>	<b>299 719 029,49</b>

N° d'article	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
	<b>D/ infrastructure (travaux au mètre)</b>				
<b>D/01</b>	Terrassement en grande masse effectué à l'aide d'engins mécanique suivant les profils en long et en travers et une ép. de 30 cm y compris toutes sujétions d'exécution. Terrain meuble.	M <sup>3</sup>	1 533,200	200,00	306 640,00



<b>D/02</b>	Fouille en grande masse sur un terrain meuble.	M <sup>3</sup>	10 224,00 0	300,00	3 067 200,00
<b>D/03</b>	Remblai de fouilles et mise a niveau des plates forme.	M <sup>3</sup>	3 185,900	300,00	955 770,00
<b>D/04</b>	Béton de propreté a 150 Kg/m <sup>3</sup>	M <sup>3</sup>	185,230	7 000,00	1 296 610,00
<b>D/05</b>	Béton armé pour fondation à 350 Kg/m <sup>3</sup> y compris radier, poteaux, voiles	M <sup>3</sup>	524,230	26 000,00	13 629 980,00
<b>D/06</b>	Hérissonnage en pierre, 16 EP sèches : 0,15 EP.	M <sup>3</sup>	494,250	3 000,00	1 482 750,00
<b>D/07</b>	Dallage sur hérissonnage y compris T.S de 0,10 m d'EP.	M <sup>2</sup>	2 969,460	1 200,00	3 563 352,00
<b>D/08</b>	Enduit en flintkooten 2 couches croisées y compris dressage des parois et toute mise en œuvre	M <sup>2</sup>	2 185,330	200,00	437 066,00
<b>D/09</b>	Transport des terres à la décharge public	M <sup>2</sup>	745,660	200,00	149 132,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>24 888 500,00</b>

N° d'article	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
<b>SUPERSTRUCTURE (travaux au mètre)</b>					
<b>E/ Béton armé en superstructure</b>					
<b>E/01</b>	Béton armé superstructure dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup>	M <sup>3</sup>	952,330	27 000,00	25 712 910,00
	Poutres, chainages, dalles pleines, cage d'escalier.				
<b>E/02</b>	Béton légèrement armé pour linteaux appuis et fenêtre et acrotères.	M <sup>3</sup>	124,550	14 000,00	17 437 700,00
<b>E/03</b>	Plancher semi-préfabriqué 20+05	M <sup>3</sup>	14 847,300	2 200,00	32 664 060,00
<b>E/04</b>	Maçonnerie brique creuse en double cloison.				
	EP=0,30	M <sup>2</sup>	11 230,000	1 800,00	20 214 000,00
<b>E/05</b>	Maçonnerie brique creuse en simple cloison.				
	EP=0,15	M <sup>2</sup>	978,560	1 000,00	978 560,00
	EP=0,10	M <sup>2</sup>	9 745,660	900,00	8 771 094,00
<b>E/06</b>	Enduit intérieur en ciment.				
	A- Sur mur	M <sup>2</sup>	21 134,660	400,00	8 453 864,00
	B- Sous plafond en plâtre	M <sup>2</sup>	13 652,330	400,00	5 460 932,00
<b>E/07</b>	Enduit extérieur en ciment.	M <sup>2</sup>	14 528,450	500,00	7 264 225,00
<b>E/08</b>	Revêtement de sol en dalle de sol (selon le choix de maître d'ouvrage)	M <sup>2</sup>	14 956,230	2 000,00	29 912 460,00
<b>E/09</b>	Revêtement de marbre pour potager de cuisine (selon le choix de maître d'ouvrage)	M <sup>2</sup>	453,000	7 000,00	3 045 000,00
<b>E/10</b>	Revêtement mural en faïence de premier choix sur une hauteur de 1,8 m pour SDB & WC en 4 faces et 1,2 m pour cuisine, (selon le choix de maître d'ouvrage).	M <sup>2</sup>	2 000,00	1 000,00	2 000 000,00
<b>E/11</b>	Revêtement des marches et contre marches en marbre.	M <sup>2</sup>	325,660	2 000,00	651 320,00

<b>E/12</b>	Revêtement en plinthes vernissée de couleur noir.	MI	10 623,330	300,00	3 186 999,00
<b>E/13</b>	F/P de couvre joint en aluminium de 20 cm bien scellé tous les 20 cm.	MI	170,230	1 900,00	3 234 437,00
<b>E/14</b>	F/P de tube noir Dim 60 pour rampe d'escalier.	MI	212,300	1 000,00	212 300,00
<b>E/15</b>	Etanchéité sous carrelage pour SDB + feutre.	M <sup>2</sup>	521,160	1 200,00	6 253 392,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>151 220 253,00</b>

<b>N° d'article</b>	<b>Désignation des ouvrages</b>	<b>U</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire</b>	<b>Montant</b>
	<b>F/ menuiserie</b>				
	F/P de menuiserie en bois rouge pour portes de 1 <sup>er</sup> choix comprenant cadre, chainbrole, sabot, quincaillerie, serrureries de 1 <sup>er</sup> qualité couche d'impression et toutes sujétions+ scellement				
<b>F/01</b>	F/P de porte de Dim 0,94*2,20 pour chambre.	U	456,00	16 000,00	7 296 000,00
<b>F/02</b>	F/P de porte de Dim 0,84*2,20 pour cuisine.	U	152,00	15 000,00	2 280 000,00
<b>F/03</b>	F/P de porte de Dim 0,74*2,20 pour SDB & WC.	U	304,00	12 000,00	3 648 000,00
<b>F/04</b>	F/P porte vitrée en bois rouge de Dim 1,20*2,20 pour séjour.	U	20,00	25 000,00	500 000,00
<b>F/05</b>	F/P porte de Dim 1,00*2,20 pour porte d'entrée.	U	152,00	17 000,00	2 584 000,00
<b>F/06</b>	F/P de porte de placard de Dim 1,00*2 pour chambre.	U	100,00	6 000,00	600 000,00
<b>F/07</b>	F/P porte métallique de Dim 1,6*2,4 pour bloc.	U	6,00	40 000,00	240 000,00
	<b>FENETRES</b>	U			
<b>F/08</b>	F/P de fenêtre en bois rouge F1 de Dim 1,2*1,2 pour chambre, cuisine et séjour.	U	610,00	18 000,00	10 980 000,00
<b>F/09</b>	F/P de vasistas en bois 0,60*80 pour SDB & WC.	U	200,00	10 000,00	2 000 000,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>25 125 000,00</b>

<b>N° d'article</b>	<b>Désignation des ouvrages</b>	<b>U</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire</b>	<b>Montant</b>
	<b>G/ PLOMBERIE</b>				
	<b>1- PLOMBERIE SANITAIRE</b>				
<b>G/01</b>	Fourniture et pose de tube galvanisé y compris toutes sujétions de mise en œuvre Ø 20/27.	MI	854,66	380,00	324 770,00

<b>G/02</b>	Fourniture et pose de tube en cuivre y compris toutes sujétions de mise en œuvre				
	Ø 8/10 CU	MI	102,20	300,00	30 660,00
	Ø 10/12 CU	MI	2 456,12	400,00	982 448,00
	Ø 12/14 CU	MI	6 452,33	400,00	2 580 932,00
	Ø 14/16 CU	MI	103,00	400,00	41 200,00
	Ø 16/18 CU	MI	93,33	450,00	41 998,50
<b>G/03</b>	Robinet d'arrêt Ø 20	U	100,00	400,00	40 000,00
<b>G/04</b>	Robinet de puisage Ø 10	U	100,00	350,00	35 000,00
	<b>2- EAU USEE</b>				
<b>G/05</b>	Fourniture et pose de tube en PVC y compris toutes sujétions de mise en œuvre.				
	Ø 40	MI	468,00	200,00	93 600,00
	Ø 120	MI	12,00	280,00	3 360,00
	Ø 100	MI	1 640,00	350,00	574 000,00
<b>G/06</b>	Fourniture et pose d'appareillage sanitaires y compris robinetterie, siphon, fixation et toutes autres sujétions.				
	Evier de cuisine base céramique de 1 <sup>ère</sup> qualité.	EN S	100,00	10 000,00	1 000 000,00
	Lavabo individuel avec néon et glace y compris toutes sujétions.	EN S	100,00	15 000,00	1 500 000,00
	F/P de baignoire encastrer y compris faïence de 1,4 m et toutes sujétions de mise en œuvre.	U	100,00	15 000,00	1 500 000,00
	WC à l'anglais avec chasse d'eau.	EN S	100,00	8 000,00	800 000,00
	Bouchon de dégorgement Ø 40	U	40,00	1 000,00	40 000,00
	Bouchon de dégorgement Ø 100	U	6,00	1 200,00	7 200,00
	Siphon de sol 15*15	U	100,00	1 000,00	100 000,00
	<b>3- GAZ</b>				
<b>G/07</b>	Fourniture et pose de tube en cuivre avec toutes sujétions de mise en œuvre.				
	Ø 20/22 CU	MI	3 652,11	1 400,00	5 112 954,00
	Ø 14/16 CU	MI	5 511,00	1 200,00	6 613 920,00
	Ø 12/14 CU	MI	32,00	1 000,00	32 000,00
	Robinet d'arrêt Ø 20	U	100,00	2 000,00	200 000,00
	Robinet de barrage Ø 12 (PC)	U	30,00	2 000,00	60 000,00
	<b>4- CHUTES</b>				
<b>G/08</b>	Fourniture et pose de tube en PVC y compris toutes sujétions de mise en œuvre Ø 110.	MI	422,40	1 000,00	422 400,00
	<b>5- EVACUATION SOUS TERRE</b>				
	<b>6- EAU PLUVIAL</b>				
<b>G/09</b>	Fourniture et pose de tube en PVC y compris fixation et toutes sujétions de mise en œuvre Ø 110.	MI	540,00	1 000,00	540 000,00
	Gargouilles + crapaudine.	U	24,00	3 000,00	72 000,00

	REGARDS				
<b>G/10</b>	Exécution de regards en béton de Dim 50*50*70	U	12	11 000,00	132 000,00
	50*50*50	U	30,00	10 000,00	300 000,00
	F/P de buse en ciment comprimé y compris toutes sujétions de mise en œuvre Ø 300.	MI	203,00	1 200,00	243 600,00
	<b>7- ALIMENTATION EAU POTABLE COLONNE.</b>				
<b>G/11</b>	F/P de tube tigre blanc y compris fixation et toutes sujétions de mise en œuvre.				
	Ø 26/34	MI	521,30	800,00	417 040,00
	Ø 33/42	MI	623,21	900,00	560 889,00
	Ø 40/49	MI	314,20	1 100,00	345 620,00
	F/P de vanne d'arrêts Ø 26	U	6,00	2 000,00	12 000,00
	<b>8- ALIMENTATION EN GAZ</b>				
<b>G/12</b>	Fourniture et pose de tube en cuivre y compris toutes sujétions et mise en œuvre Ø 26/28 CU	MI	789,56	2 000,00	1 579 120,00
	F/P de vanne d'arrêts Ø 26		6,00	2 000,00	12 000,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>26 350 712,00</b>

N° d'arti cle	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
	<b>H/ ELECTRICITE</b>				
<b>H/01</b>	F/P douille E 27or vis +lampe 75 W	U	595,00	300,00	178 500,00
<b>H/02</b>	E/P d'un hublot en verre CM + lampe de 75 W.	U	384,00	700,00	268 800,00
<b>H/03</b>	E/P d'une sonnerie 220 V	U	100,00	1 200,00	120 000,00
<b>H/04</b>	Interrupteur simple allumage.	U	808,00	500,00	404 000,00
<b>H/05</b>	F et P d'une applique murale 100 W	U	8,00	1 300,00	10 400,00
<b>H/06</b>	F et P d'une applique linolite 1*20 W (0,3 m) incorporé d'une prise.	U	10,00	1 500,00	15 000,00
<b>H/07</b>	Interrupteur double allumage	U	64,00	500,00	32 000,00
<b>H/08</b>	Prise mono 16 A	U	700,00	600,00	420 000,00
<b>H/09</b>	Prise Téléphone type encastré	U	100,00	500,00	50 000,00
	Boite de dérivation a 100	U	350,00	100,00	35 000,00
<b>H/10</b>	F et P d'un disjoncteur différentiel / mono 30 A réglage posé sur un tableau 20*250.	U	100,00	4 500,00	450 000,00
<b>H/11</b>	F/P d'un coffret type encastré daté de 8 disjoncteur unipolaire 10/16	U	100,00	3 500,00	350 000,00
<b>H/12</b>	F/P de filerie dans la gaine	U			
	2*1,5 mm <sup>2</sup> sous gaine orange 09	MI	2 546,33	90,00	229 169,70
	3*1,5 mm <sup>2</sup> sous gaine orange 09	MI	150,00	70,00	10 500,00
	2*2,5 mm <sup>2</sup> sous gaine orange 09	MI	1 245,22	90,00	112 069,80
	2*4 mm <sup>2</sup> sous gaine orange 11	MI	1 200,00	60,00	72 000,00
	1*60 mm <sup>2</sup> sous gaine orange 09	MI	70,00	200,00	14 000,00

<b>H/13</b>	Cable téléphone 2 paires sous gaine orange 09	MI	3 546,00	120,00	425 520,00
<b>H/14</b>	<u>Coffret électrique de 10 départs :</u>				
	Installation d'un coffret de 10 départ encastré dans le mur.				
	02 disjoncteur 32/40 A bipolaire avec bobine différentiel.				
	06 disjoncteur 10/16 A unipolaire y compris scellement fixation et essai	ENS	100	5000	500 000
<b>H/15</b>	<u>Coffret électrique de 06 départs.</u>				
	Installation d'un coffret de 10 départs encastré dans le mur.				
	01 disjoncteur unipolaire 32 A bipolaire avec bobine différentiel.				
	08 disjoncteurs unipolaire 10/16 A.	ENS	100	5000	500 000
	F et P d'un câble 2*6 mm <sup>2</sup> posé en apparent, fixé avec colliers atlas du tableau d'abonné.	MI	1 000,00	600,00	600 000,00
	F et P d'un câble 4*25 mm <sup>2</sup> reliant pied de colonne de distributeur.	MI	75	2 000,00	150 000,00
	F/P de mise à la terre, câble nu 28 mm <sup>2</sup> posé en apparent fixé avec collier atlas.	MI	50	1 000,00	50 000,00
<b>H/16</b>	F et P d'un coffret comprenant				
	01 disjoncteur unipolaire 32 A				
	01 minuterie.	U	100	2 500,00	250 000,00
<b>H/17</b>	F et P d'une barrette de coupure pour mise à la terre.	U	6	2 500,00	15 000,00
<b>H/18</b>	F et P d'un distributeur d'étage.	U	6	3 000,00	18 000,00
<b>H/19</b>	F et P d'un tableau en bois 25*30 doubles épaisseurs.	U	6	9 000,00	54 000,00
<b>H/20</b>	Piquet de terre en cuivre relié à la terre p :2 m.	U	12	1 500,00	18 000,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>5 351 959,50</b>

N° d'article	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
	<b>I/ PEINTURE ET VITRERIE (travaux au mètre)</b>				
<b>I/01</b>	Enduit pelliculaire en deux croisés y compris TSJ	M <sup>2</sup>	21 450,33	100,00	2 145 033,00
<b>I/02</b>	Peinture vinylique extérieur.	M <sup>2</sup>	14 531,65	200,00	2 906 330,00
<b>I/03</b>	Peinture	M <sup>2</sup>			0,00
	A- Sur mur	M <sup>2</sup>	542,33	150,00	4 695 030,00
	B- Sous plafond	M <sup>2</sup>	450,30	150,00	2 063 199,00
<b>I/04</b>	Peinture à la laque pour salle d'eau	M <sup>2</sup>	542,33	300,00	162 699,00
<b>I/05</b>	Peinture à l'huile sur menuiserie.	M <sup>2</sup>	450,30	300,00	135 090,00
<b>I/06</b>	Peinture pour ferronnerie.	M <sup>2</sup>	102,00	300,00	30 600,00
<b>I/07</b>	F/P Ce verre demi double épaisseur	M <sup>2</sup>	536,20	1 200,00	643 440,00

		<b>S/Total H. T</b>	<b>12 781 421,00</b>
--	--	---------------------	----------------------

<b>N° d'article</b>	<b>Désignation des ouvrages</b>	<b>U</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire</b>	<b>Montant</b>
	<b>J/ ETANCHEITE</b>				
<b>J/01</b>	Forme de pente y compris joint de dilatation.	M <sup>2</sup>	2 134,55	600,00	1 280 730,00
<b>J/02</b>	Isolation thermique en polystyrène EP=0,04 m	M <sup>2</sup>	2 134,55	500,00	1 067 275,00
<b>J/03</b>	Etanchéité multicouche 3*36 S	M <sup>2</sup>	2 134,55	700,00	1 494 185,00
	Protection d'étanchéité en gravier roulé	M <sup>2</sup>	2 134,55	200,00	426 910,00
	Relevé d'étanchéité en pax aluminium.	M <sup>2</sup>	654,21	700,00	457 947,00
				<b>S/Total H. T</b>	<b>4 727 047,00</b>

### RECAPITULATIF :

<b>N°</b>	<b>Désignation des lots</b>	<b>Montant</b>
<b>A</b>	Aménagement extérieur	4 842 825,5
<b>B</b>	Assainissement	876 410,00
<b>C</b>	AEP + GAZ	3 088 645,00
<b>D</b>	INFRASTRUCTURE	24 888 500,00
<b>E</b>	SUPERSTRUCTURE	151 220 253,00
<b>F</b>	MENUISERIE	25 125 000,00
<b>G</b>	PLOMBERIE	26 350 712,30
<b>H</b>	ELECTRICITE	5 351 959,50
<b>I</b>	PEINTURE ET VITRERIE	12 781 421,00
<b>J</b>	ETANCHEITE	4 727 047,00
	Total en H. T	259 252 773,30
	TVA 17%	42 057 981,78
	<b>Total en TTC</b>	<b>301 310 755,08</b>

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique au moindre coût.

Dans cette étude, nous concevons, modélisons et dimensionnons la structure et les fondations en béton armé d'un immeuble de dix niveaux. La conception structurale du projet s'est basée sur le respect des règles d'art de la construction et des contraintes architecturales. Une structure poteaux-poutres associés à des voiles porteurs a été retenue en essayant de limiter les portées des poutres et éviter les flèches ainsi que les retombées non préférables de poutres dans les travées des locaux. Ces derniers assurent le contreventement de l'ouvrage.

L'étude de ce projet nous a permis de comprendre la démarche à suivre lors de l'étude de ce type de projet. Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser et de nous familiariser avec des logiciels ; de calcul (**SAP2000**) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants, de dessin (**AUTOCAD**) pour la reproduction des plan architectural et génie civil du l'immeuble et de planification (**PRIMAVERA P6**).

Pour le choix du plancher, nous avons opté des dalles nervurées classiques en béton armé et à hourdis (corps creux) pour tous les étages courants. Ce choix est dicté pour des raisons d'économie et de facilité et rapidité d'exécution. La nécessité des voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

Au regard des caractéristiques mécaniques du sol d'assise  $\sigma_{sol} = 2.5$  bars, nous avons opté pour la solution un radier général.

L'étude économique et managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteinte des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

## *REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES*

**[BAEL, 91]** Jean-Pierre Mougins, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

**[DTR2.2, 88]** Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C 2.2, GCS1988.

**[RPA, 2003]** Règles Parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

OUNADJELA, K., OUAHMED, B. Etude technico-managériale d'un bâtiment a usage multiple « 2 SS+RDC+15 ETAGES » en béton armé. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juin 2017, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 177 p.

ZEBIRI, K., SALHI, I. Etude structurelle d'un bâtiment en béton arme « 2 Sous-sols R+15 étages » à usage multiple. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juin 2014, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 168 p.

HACHEM, R. Etude d'un bâtiment « S.SOL+RDC+9 ETAGES » de forme irrégulière. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juin 2014, Centre universitaire-Ain t'émouchent, 110 p.

[1] PMBOK, Guide du corpus des connaissances en management de projet. Quatrième édition, ANSI/MPI 99-001-2008.

[2] DR. HAMZAOU, F. Élaboration de projets et stratégie de contrats. Cours Administration et contrôle de construction, 2015-2016.

[3] Pr. BEKKOUCHE, A. Développement d'un programme de projet. Cours Management de projet, 2016-2017.



# **ANNEXE A**

# **ANNEXE B**

# **ANNEXE C**