

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة-البليدة1

UNIVERSITE SAAD DAHLAB

كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

دائرة الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التدرج

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du diplôme

De master 2 en Génie civil

Option : MATERIAUX

THÈME

**ETUDE D'UN CENTRE MULTIFONCTIONNEL EN  
BETON ARME (RDC+9+1SOUS-SOL) CONTREVENTE  
PAR DES VOILES ET PORTIQUE**

Réalisé par :

KHEMICI Nadine Djamila

HADJ HAHOU M Leila

Encadrées par :

M<sup>me</sup> K. TADJER

PROMOTION : 2023 - 2024

# Remerciements

*Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Blida. Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en Particulier, nous tenons à remercier, ALLAH qui nous a donné la Force d'achever cette réalisation.*

*Un grand merci à notre promotrice M<sup>me</sup> Khalida TADJER pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.*

*Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Blida.*

*Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire.*

*KHEMICI Nadine  
HADJ HAHOU M Leila*

# Dédicace

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

✚ *A mes chère frères YASSINE*

✚ *A mes chère sœur MAROUA, et son mari MOHMED.*

✚ *A mes cousins, mes cousines et toute la famille HADJ-HAHOUME et BEN YAHIA.*

✚ *A mes amie AMIRA, NADIA, AYA, MAROUA, IMENE.*

✚ *A celui qui m'a collaboré dans dans la réalisation de ce mémoire, à toi Nadine.*

✚ *A celui qui sont très cher Y, [option matériaux 2024].*

✚ *Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail.*

*LEILA*

# Dédicace

✚ *A mes très chers parents qui m'ont guide durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été a mes cotes et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père (que dieu ait son ame) qui a sacrifie toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

✚ *A mon cher oncle MHAMED.*

✚ *A mes chère frères ZINOÛ, CHAOÛKI.*

✚ *A mes cousins, mes cousines , toute la famille HABBOUCHÈ et KHEMICI.*

✚ *A mes amis LAMIA, MERIEM, HADJER, AMEL, RAUDHA.*

✚ *A celui qui m'a collabore dans dans la réalisation de ce mémoire, a toi LEILA.*

✚ *A celui qui sont très chère.*

✚ *Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail.*

**NADINE**

## RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (RDC+9+Sous-Sol) contreventée par des voiles et des portiques à usage administratif . La structure est implantée dans la wilaya d'Alger, zone de sismicité III. L'étude est conforme aux règles Parasismique Algériennes 99 version 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91. Mots clés : béton armé, structure, voiles, portiques, zone de sismicité, ferrailage, CBA93, BAEL91

## ABSTRACT

This project consists mainly on the study of a structure (Ground level + 9 stories + Underground level). The structure is located in Algiers, which is characterised by high seismic activity (Zone III). The study was carried out according to the regulations of the Algerian seismic code (RPA 99 modified in 2003). The dimensions of structural elements and their reinforcements were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91). Key words: The structure, seismic activity, structural elements, reinforcements, CBA93, BAEL91.

## ملخص

يتكون هذا المشروع بشكل رئيسي من دراسة هيكل (دور أرضي + 9 + سرداب) مدعم بأشعة وأروقة للاستخدام الإداري. يقع الهيكل في ولاية الجزائر العاصمة المنطقة الزلزالية الثالثة. تتوافق الدراسة مع قواعد الزلازل الجزائرية 99 نسخة 2003. وقد تم إجراء تحجيم العناصر وتعزيزها وفقا لقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، الهيكل، الأشعة، إطارات البوابة، BAEL91، مع تطبيق (CBA93) BAEL91، المنطقة الزلزالية، التسليح،

# Sommaire

Remerciements.....	II
Dédicace.....	III
Sommaire.....	VI
Liste des Figures.....	X
Liste des Tableaux.....	XII
LISTE DES SYMBOLES.....	XVI
INTRODUCTION.....	1
Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	3
<i>I.1 :Introduction :</i> .....	15
<i>I.2 :Présentation de la construction :</i> .....	15
<i>I.3 :Dimensions de l'ouvrage en plan :</i> .....	15
<i>I.4 :Dimensions de l'ouvrage en élévation :</i> .....	15
<i>I.5 :Les éléments de la structure :</i> .....	15
<i>I.6 :Classification de la construction selon (RPA 99 révisé 2003) :</i> .....	16
a. Ossature :.....	16
b. Les planchers :.....	16
c. Escalier :.....	16
d. Maçonnerie :.....	16
<i>I.7 :Notions d'états limites :</i> .....	17
I.7.1 : Les états limites ultimes (ELU) :.....	17
I.7.2 : Les états limites de service (ELS) :.....	17
<i>I.8 : Ossature et contreventement :</i> .....	17
I.8.1 : Règlement utilisé :.....	17
<i>I.9 : Caractéristique des matériaux :</i> .....	18
I.9.1 : Béton :.....	18
I.9.2 : Acier :.....	20
<i>I.10 : Hypothèse de calcul :</i> .....	22
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	24
<i>II.1 : Introduction :</i> .....	25
<i>II.2 : Pré dimensionnement des planchers :</i> .....	25
a. Plancher en corps creux :.....	25

b. Planchers en dalle pleine :.....	27
b.1. Dalle pleine (dans sous-sol et 1 <sup>er</sup> étage et RDC) .....	28
b.2. Dalle pleine (balcon) .....	28
II.3 : Evaluation des charges et surcharges : .....	28
II.3.1 : Charges permanentes : .....	28
II.4 : Pré dimensionnement des poutres : .....	31
II.4.1 : Exemple de calcul : .....	32
II.5 : Pré dimensionnement des voiles .....	33
II.6 : Pré dimensionnement des poteaux : .....	34
II.6.1 : Etapes de pré dimensionnement : .....	34
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires .....	55
III : Introduction .....	56
III.2 : Mini mur : .....	56
III.3 : Etude des balcons : .....	56
III.3.1 Introduction : .....	56
III.3.2 : Calcul des charges sollicitant le balcon : voir chap. II G = 5.29.....	57
III.4 : Etude des planchers : .....	62
III.4.1 : Introduction : .....	62
III.4.2 : Plancher à corps creux : .....	62
III.5 : Ferrailage de la table de compression .....	80
III.6 : Plancher en dalle pleine .....	81
a. Evaluation des charges .....	82
b. Calcul des moments .....	82
c. Ferrailage de la dalle .....	83
d. Espacement : .....	83
e. Condition de non fragilité[2].....	84
f. Calcul des armatures transversales [2] .....	84
g. Vérification à l'ELS[2] .....	85
III.7 : Escalier .....	86
III.7.1 : Introduction .....	86
III.7.2 : Escalier type 1 à deux volées : .....	87
CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone sismique.....	144
IV.1 : Introduction : .....	145
IV.2 : Etude dynamique en zone sismique : .....	145
IV.2.1 : Introduction : .....	145
IV.2.2 : Modélisation mathématique : .....	145
IV.2.3 : Caractéristique dynamiques propres : .....	145
IV.3 : Modélisation de la structure : .....	147
IV.3.1 : Présentation du programme ETABS : .....	147
IV.3.2 : Modélisation de rigidité : .....	147
IV.3.3 : L'analyse : .....	148
IV.3.5 : Conception du contreventement vertical : .....	148

<i>IV.4 : Etude sismique :</i>	148
IV.4.1 : Stratégie du calcul sismique :	148
IV.4.2 : Choix de la méthode calcul :	150
IV.4.3 : Analyse spectrale :	150
<i>IV.5 : Résultats de l'analyse sismique :</i>	154
IV.5.1 : Modèle initial :	154
<i>1-Modèle 1 :</i>	157
a-Caractéristiques dynamiques propres :	158
b-Résultantes des forces sismiques :	158
D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :	158
c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :	159
a-Caractéristiques dynamiques propres :	160
b-Résultantes des forces sismiques :	160
D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :	160
c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :	161
Vérification des déplacements inter-étage :	161
d-Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre) :	162
<b>CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTENCES</b>	144
<i>V.1. INTRODUCTION :</i>	145
<i>V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :</i>	145
V.2.1. Introduction :	145
V.2.2. Combinaisons d'actions :	145
V.2.3. Recommandation selon RPA99 v 2003:	146
V.2.4. Choix des armatures :	148
V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	150
V.2.6. Vérification de l'effort tranchant :	151
V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :	151
V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :	152
<i>V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :</i>	154
V.3.1. Introduction :	154
V.3.2. Les combinaisons de charges :	155
V.3.3. Recommandation du rpa99 version 2003 :	155
V.3.5. Condition de non fragilité :	159
V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	159
V.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :	160
V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :	162
V.3.10. Vérification de la flèche :	162
<i>V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :</i>	164
V.4.1. GENERALITES :	164
V.4.2. Méthode des contraintes:	165
<b>CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRA STRUCTURE</b>	144
<i>VI.1. INTRODUCTION :</i>	145
<i>VI.2. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :</i>	145

<i>VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :</i> .....	145
<i>VI.5.CALCUL DES FONDATIONS :</i> .....	146
<i>VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:</i> .....	146
VI.6.1. Semelles Isolées : .....	146
VI.6.2. Semelles filantes.....	147
VI.6.3. Radier Générale:.....	149
CONCLUSION GENERALE.....	161
Bibliographie .....	129
Annexes .....	130

## Liste des Figures

<b>Figure I. 1:</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	19
<b>Figure I. 2:</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	20
<b>Figure I. 3:</b> Diagramme contraintes Déformations.....	21
<b>Figure II. 1:</b> Plancher à corps creux.....	26
<b>Figure II. 2:</b> Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	28
<b>Figure II. 3:</b> Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	29
<b>Figure II. 4:</b> Coupe verticale du plancher à dalle pleine.....	30
<b>Figure II. 5:</b> Constituants d'un mur extérieur.....	31
<b>Figure II. 6:</b> Section finale des poutres principale(porteuses).....	32
<b>Figure II. 7:</b> Section finale des poutres secondaire (non porteuses).....	33
<b>Figure II. 8:</b> Schéma du voile.....	34
<b>Figure II. 9:</b> vu en plan des poteaux plus sollicités.....	39
<b>Figure III. 1:</b> Schéma statique du balcon.....	57
<b>Figure III. 2:</b> Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	58
<b>Figure III. 3:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	58
<b>Figure III. 4:</b> Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	59
<b>Figure III. 5:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	59
<b>Figure III. 6:</b> Schéma de ferrailage des balcons.....	62
<b>Figure III. 7:</b> Plancher en Corps Creux.....	62
<b>Figure III. 8:</b> Schéma de poutrelle.....	63
<b>Figure III. 9:</b> schéma statique de poutrelle type 1.....	65
<b>Figure III. 10:</b> schéma statique de poutrelle type 1.....	69
<b>Figure III. 11:</b> Schéma de ferrailage des poutrelles type 1.....	80
<b>Figure III. 12:</b> Ferrailage de la dalle de compression.....	81
<b>Figure III. 13:</b> Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.....	82
<b>Figure III. 14:</b> Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	86
<b>Figure III. 15:</b> Dimensions de l'escalier.....	87
<b>Figure III. 16:</b> Schéma statique de la volée II.....	87
<b>Figure III. 17:</b> Schéma RDM de volée II.....	91

<b>Figure III. 18:</b> Schéma de ferrailage de volé II. ....	94
<b>Figure IV. 1:</b> Spectre de réponse. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>Figure IV. 2:</b> Vue en plan 1er modèle. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>Figure IV. 3:</b> Vue sur disposition des voiles. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>Figure V. 1:</b> Schéma de ferrailage des poteaux. ....	123
<b>Figure V. 2:</b> Schéma des ferrailage des poutre (30x40). ....	132
<b>Figure V. 3:</b> Schéma des ferrailage des poutre(30x45).....	132
<b>Figure V. 4:</b> Schéma disposition des voiles.....	137
<b>Figure V. 5:</b> Schéma exemple de ferailage voiles VX1/8/4/7 ZONE I. ....	142
<b>Figure VI. 1:</b> L'effet de cisaillement du sol. ....	147
<b>Figure VI. 2:</b> Semelles filantes. ....	148
<b>Figure VI. 3:</b> Radier.....	150
<b>Figure VI. 4:</b> Schéma statique du bâtiment. ....	152
<b>Figure VI. 5:</b> Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens(x-x-y-y) . ....	157
<b>Figure VI. 6:</b> Schéma de ferrailage des nervures.....	160

## Liste des Tableaux

Tableau I. 1:Caractéristiques des Acier. ....	21
Tableau II. 1:charge permanente G du plancher terrasse accessible .....	29
Tableau II. 2 : Charge permanente G du plancher courant (corps creux).....	29
Tableau II. 3 : Charge permanente G du plancher courant (dalle pleine).....	30
Tableau II. 4: charge permanente G du (BALCON) .....	30
Tableau II. 5:La charge permanente du mur extérieur.....	31
Tableau II. 6:Dimensions des poutres choisis. ....	33
Tableau II. 7:Surface reprise par Chaque Poteau. ....	40
Tableau II. 8: Loi de dégression. ....	41
Tableau II. 9:Choix des sections des poteaux centraux .....	43
Tableau II. 10:Vérification de critère de résistance des poteaux centraux .....	44
Tableau II. 11:Choix final de section de poteau central .....	45
Tableau II. 12:Choix des sections de poteau de rive .....	47
Tableau II. 13:Vérification de critère de résistance des poteaux de rives. ....	48
Tableau II. 14:Choix final de section de poteaux rive.....	48
Tableau II. 15:Choix des sections de poteau d'angle. ....	51
Tableau II. 16:Vérification de critère de résistance du poteau d'angle .....	52
Tableau II. 17:Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des poteaux d'angle.....	52
Tableau II. 18: Choix final de section de poteaux d'angle .....	53
Tableau III. 1: Les combinaisons des charges. ....	57
Tableau III. 2: Ferrailage du balcon. ....	60
Tableau III. 3:Vérification des contraintes. ....	61
Tableau III. 4:Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	65
Tableau III. 5: Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU .....	74
Tableau III. 6: Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....	74

Tableau III. 7 :tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée des poutrelles de type 1.....	75
Tableau III. 8:Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en appui des poutrelles de type1 .....	75
Tableau III. 9:Vérification de la contrainte de béton poutrelle type 1.....	78
Tableau III. 10:Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire .....	83
Tableau III. 11:Vérification des contraintes à l'ELS.....	85
Tableau III. 12:Vérification des contraintes à l'ELS.....	85
Tableau III. 13: Evaluation des charges sur les escaliers. ....	89
Tableau III. 14:Calcul des sollicitations .....	89
Tableau III. 15: Ferraillage de l'escalier.....	92
Tableau III. 16:Vérification de compression du béton. ....	94
Tableau IV. 1:Facteur de qualité.....	152
Tableau IV. 2:Participation massique du modèle initial.....	156
Tableau IV. 3:Participation massique du modèle 1. ....	158
Tableau IV. 4:Vérification de l'effort normal pour les poteaux .....	159
Tableau IV. 5: nouvelle section des poteaux .....	159
Tableau IV. 6: Participation massique du modèle final.....	160
Tableau IV. 7: Vérification de l'effort normal pour les poteaux .....	161
Tableau IV. 8: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final.....	161
Tableau IV. 9: Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final.....	162
Tableau V. 1:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmax,Mcorr). ....	146
Tableau V. 2:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmin,Mcorr). ....	146
Tableau V. 3:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr). ....	147
Tableau V. 4:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmax,Mcorr). ....	147
Tableau V. 5:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmin,Mcorr). ....	147
Tableau V. 6:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr). ....	147
Tableau V. 7:Ferraillages des poteaux situation Durable (Nmax,Mcorr).....	148
Tableau V. 8:Ferraillages des poteaux situation Durable (Nmin,Mcorr). ....	148
Tableau V. 9: Ferraillages des poteaux situation Durable (Mmax,Ncorr).....	148
Tableau V. 10:Choix des armatures des poteaux.....	149
Tableau V. 11:Vérification des contraintes pour les poteaux.....	150

Tableau V. 12:Vérification des contraintes pour les poteaux.....	150
Tableau V. 13:Vérification des contraintes pour les poteaux.....	150
Tableau V. 14:Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	152
Tableau V. 15:Espacements maximales selon RPA99.....	153
Tableau V. 16:Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	153
Tableau V. 17:Ferraillage des poutres porteuses (Situation Durable).....	156
Tableau V. 18:Ferraillage des poutres porteuses (Situation Accidentelle).....	157
Tableau V. 19:Ferraillage des Poutres porteuse (Situation Accidentelle).....	157
Tableau V. 20::Ferraillage des poutres non porteuses (Situation Durable).....	157
Tableau V. 21:Ferraillage des poutres non porteuses (Situation Accidentelle).....	158
Tableau V. 22:Ferraillage des Poutres non porteuse (Situation Accidentelle).....	158
Tableau V. 23:Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	158
Tableau V. 24:: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	159
Tableau V. 25:Vérification de la condition de non fragilité.....	159
Tableau V. 26:Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	160
Tableau V. 27:Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	160
Tableau V. 28:Vérification de la contrainte de cisaillement.....	161
Tableau V. 29: Calcul des armatures transversales.....	162
Tableau V. 30:Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	163
Tableau V. 31:Calcul des armatures vertical VY1/2.....	169
Tableau V. 32:Calcul des armatures vertical VY3/4.....	170
Tableau V. 33:Calcul des armatures vertical VX1/8/4/7.....	170
Tableau V. 34:Calcul des armatures vertical VY5/VX3/6/2/5.....	170
Tableau V. 35::Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1/2.....	170
Tableau V. 36:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY3/4.....	171
Tableau V. 37:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1/8/4/7.....	171
Tableau V. 38:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY5/VX3/6/2/5.....	171
Tableau V. 39:Calcul des Armature horizontale VY1/2.....	172
Tableau V. 40:Calcul des Armature horizontale VY3/4.....	172
Tableau V. 41:Calcul des Armature horizontale VX1/8/4/7.....	172
Tableau V. 42:Calcul des Armature horizontale VY5/VX3/6/2/5.....	172
Tableau V. 43:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY1/2.....	173
Tableau V. 44::Vérification des contraint de compression et cisaillement VY3/4.....	173
Tableau V. 45:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1/8/4/7.....	173

Tableau V. 46:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY5/VX3/6/2/5 .....	173
Tableau VI. 1:Sections des semelles filantes.....	148
Tableau VI. 2:caractéristiques géométriques du radier .....	151
Tableau VI. 3:Contraintes sous le radier à l'E.L.U. ....	154
Tableau VI. 4:Contraintes sous le radier à l'E.L.S.....	154
Tableau VI. 5:Calcul des moments à l'ELU. ....	156
Tableau VI. 6:Calcul des moments à l'ELS. ....	156
Tableau VI. 7:Ferraillage des panneaux du radier.....	156
Tableau VI. 8:Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	156
Tableau VI. 9:Correction de la section d'acier.....	157
Tableau VI. 10:Ferraillage des nervures.....	158
Tableau VI. 11:Vérification des contraintes à L'E.L.S. ....	158

## LISTE DES SYMBOLES

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $a$  : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a-b$  : Dimensions En Plans D'un Poteau
- A.N : Axe neutre
- $A_{max}, A_{min}$  : Section d'acier maximale Et minimale
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A'_s$  : Section d'aciers comprimés
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- $B_0$  : Section homogène totale
- $b_0$  : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- $B_r$  : Section réduite
- $\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\alpha$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $q$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $q_{dyn}$  : Pression dynamique.
- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $F_{fr}$  : Force de frottement.
- $R$  : Force résultante.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
  
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $e_0$  : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $f$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $h$  : Hauteur totale d'une section ■  $h_0$  : Hauteur d'une table de compression
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $l_r$  : Longueur de recouvrement
- $l_s$  : Longueur de scellement
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- $S_r$  : Degré de saturation.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_{ay}$  : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- $M_{ax}$  : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $i$  : rayon de giration
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.

- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $n=15$  : coefficient d'équivalence
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $P$  : Rayon moyen.
- $F_{bc}$  : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- $P_{ser}$  : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- $P_u$  : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
- $\mu$  : Coefficient de frottement acier /béton.

# INTRODUCTION

Le secteur du bâtiment et de la construction d'une manière générale est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable, et l'homme a toujours essayé de suivre le progrès et apprendre des nouvelles techniques de construction pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures.

D'un autre côté, le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les inondations, les volcans...etc, et son endommagement induit automatiquement à des pertes humaines qui dans certains cas peuvent être très importantes provoquant ainsi une dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

Mais, parce que ce n'est pas le bâtiment qui tue mais la vulnérabilité sismique qui en est la cause ; il faut construire dans les règles de l'art. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés pendant le tremblement de terre de Boumerdès du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations des règlements afin de protéger convenablement les constructions contre un éventuel séisme et ainsi préserver les vies humaines.

Dans le présent projet de fin d'étude, tout en étant conscientes des difficultés que nous allons rencontrer, vue que nous sommes de l'option matériaux, nous proposons de faire une étude technique de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment à usage multiple, implanté dans la willaya d'Alger et composé de neuf étages et d'un sous-sol. Cette étude sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser ;
- Le deuxième chapitre sera consacré à l'estimation des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré-dimensionnement des éléments structuraux ;
- Le troisième chapitre sera consacré au calcul des éléments non structuraux (escalier, planchers .....etc.)
- La quatrième partie du projet portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'analyse du modèle de la structure en 3D sera menée en utilisant le logiciel de calcul ETABS.

- Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux et éventuellement la vérification de la contrainte thermique vue que les dimensions de notre bâtiment dépassent les 25 m ;
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure et on terminera le travail par une conclusion générale.

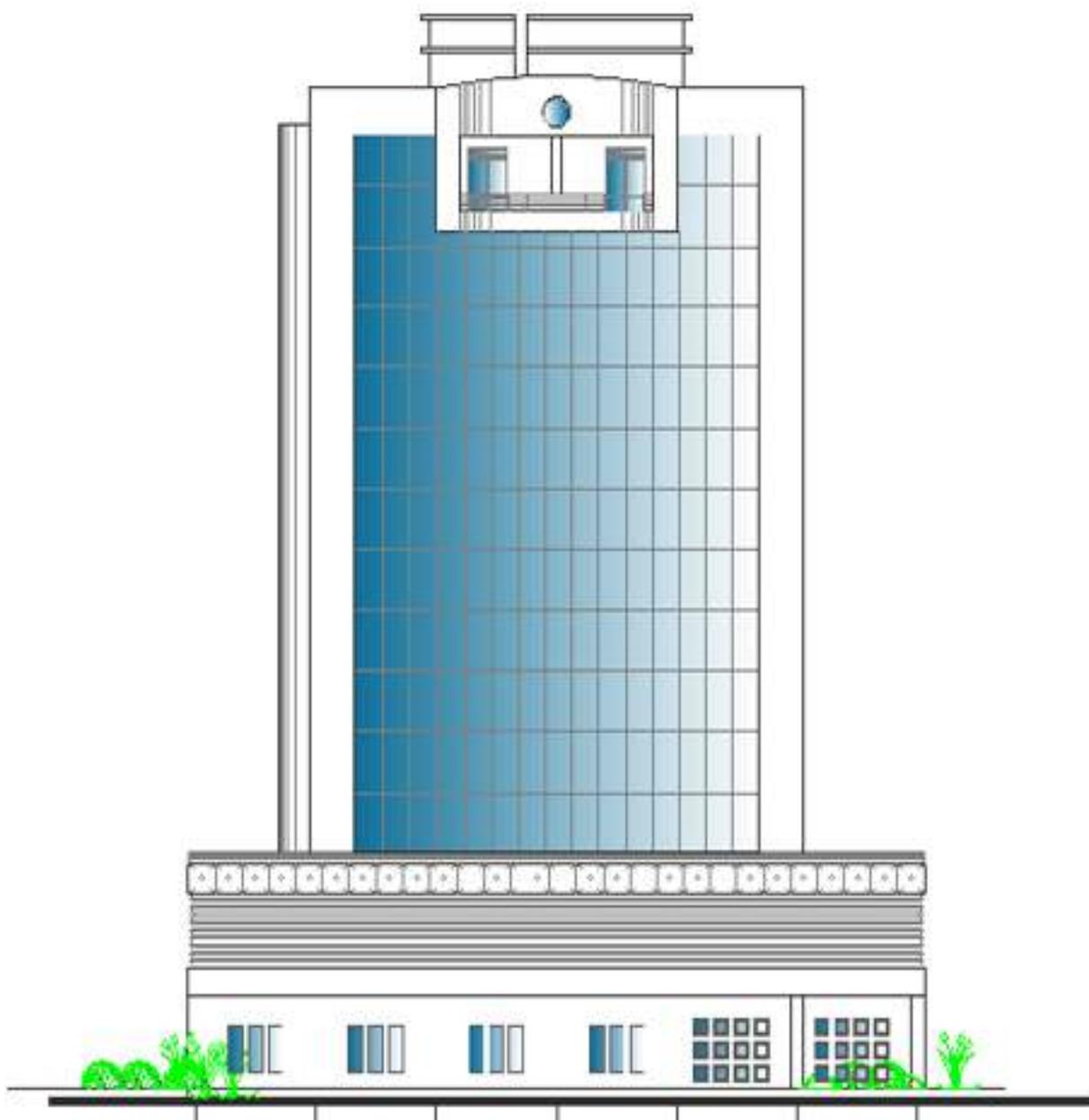
**Chapitre I : PRESENTATION DE  
L'OUVRAGE ET  
CARACTERISTIQUE DES  
MATERIAUX**



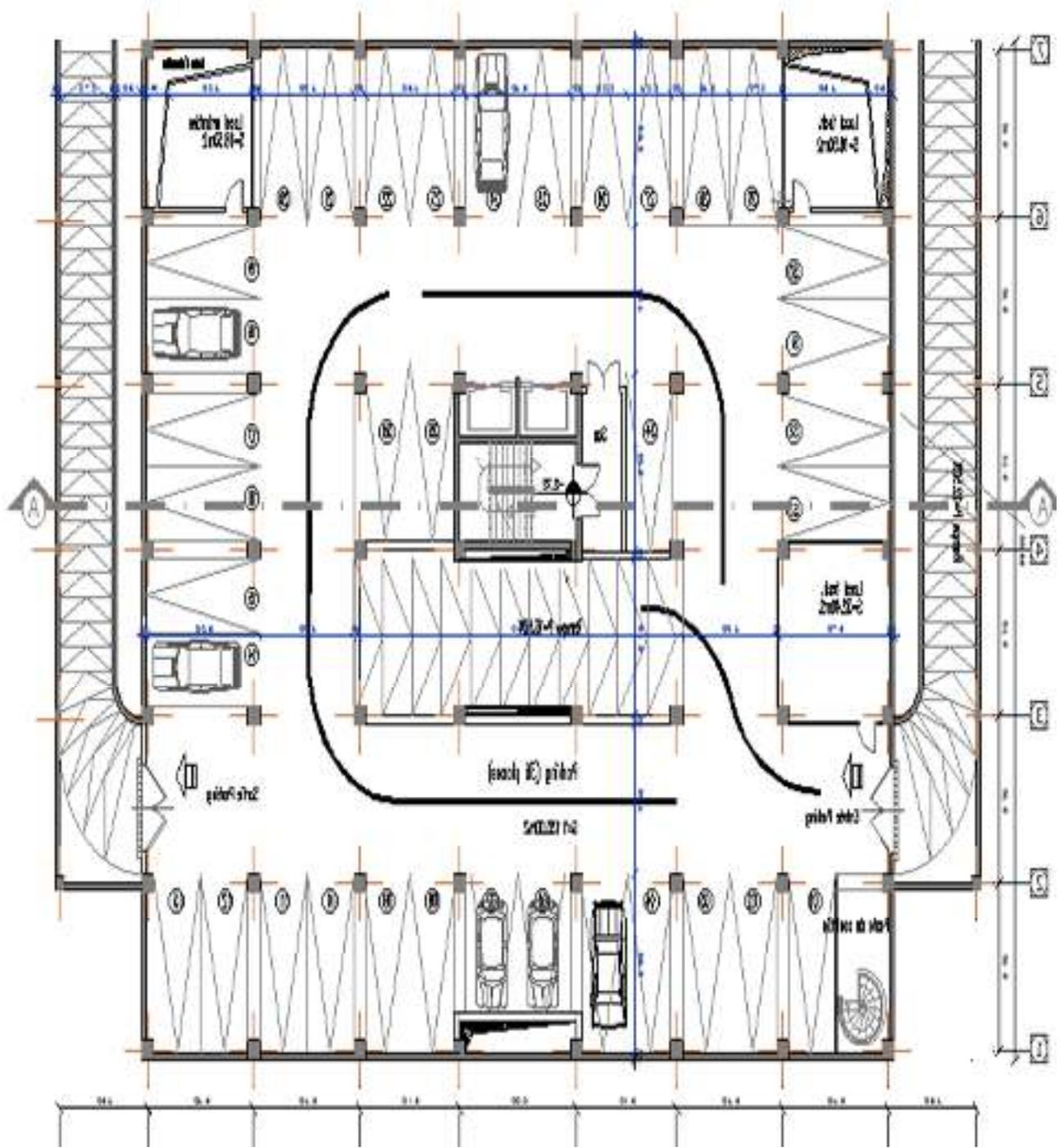
**Façade principale**



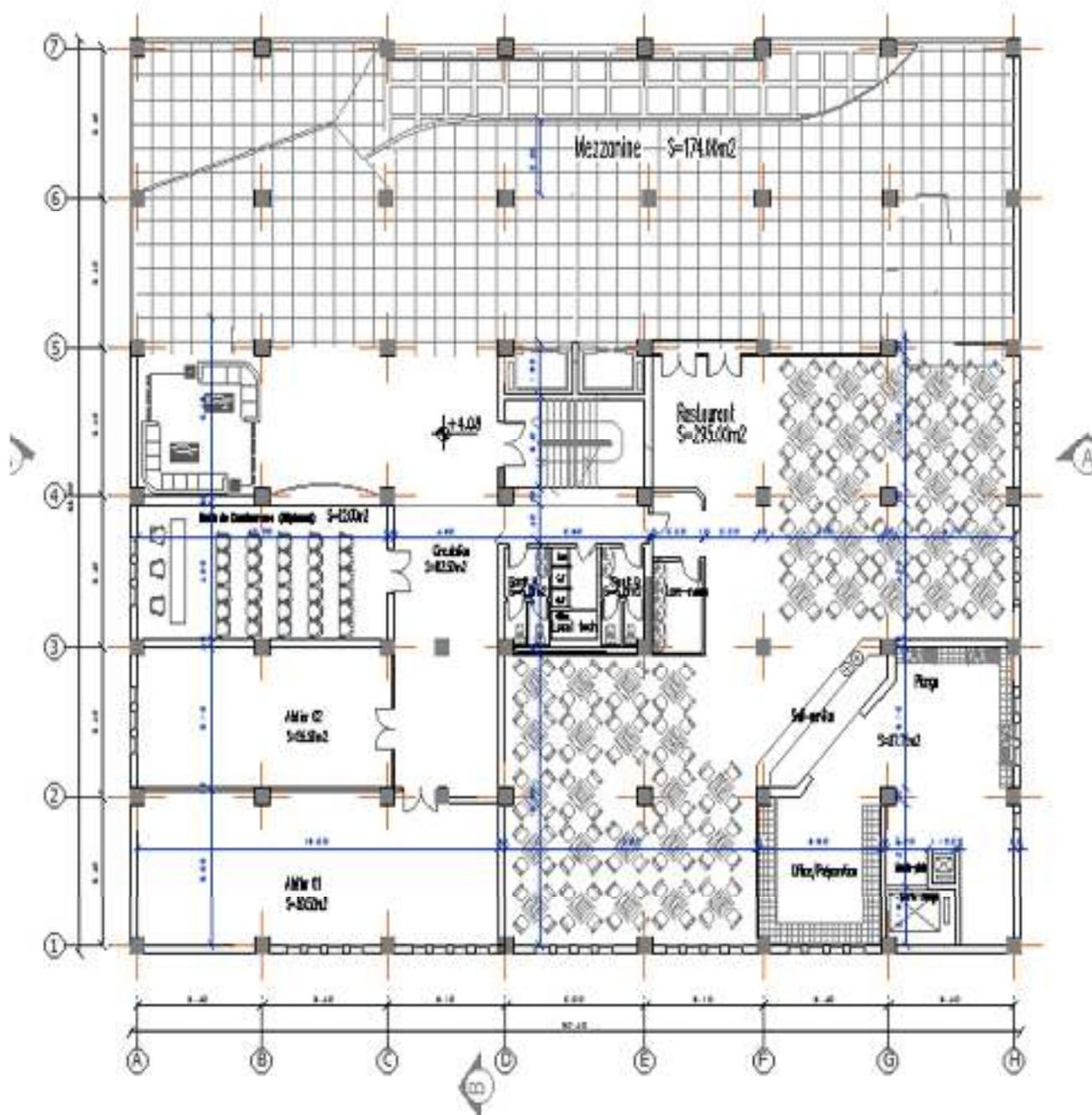
**Façade postérieure**



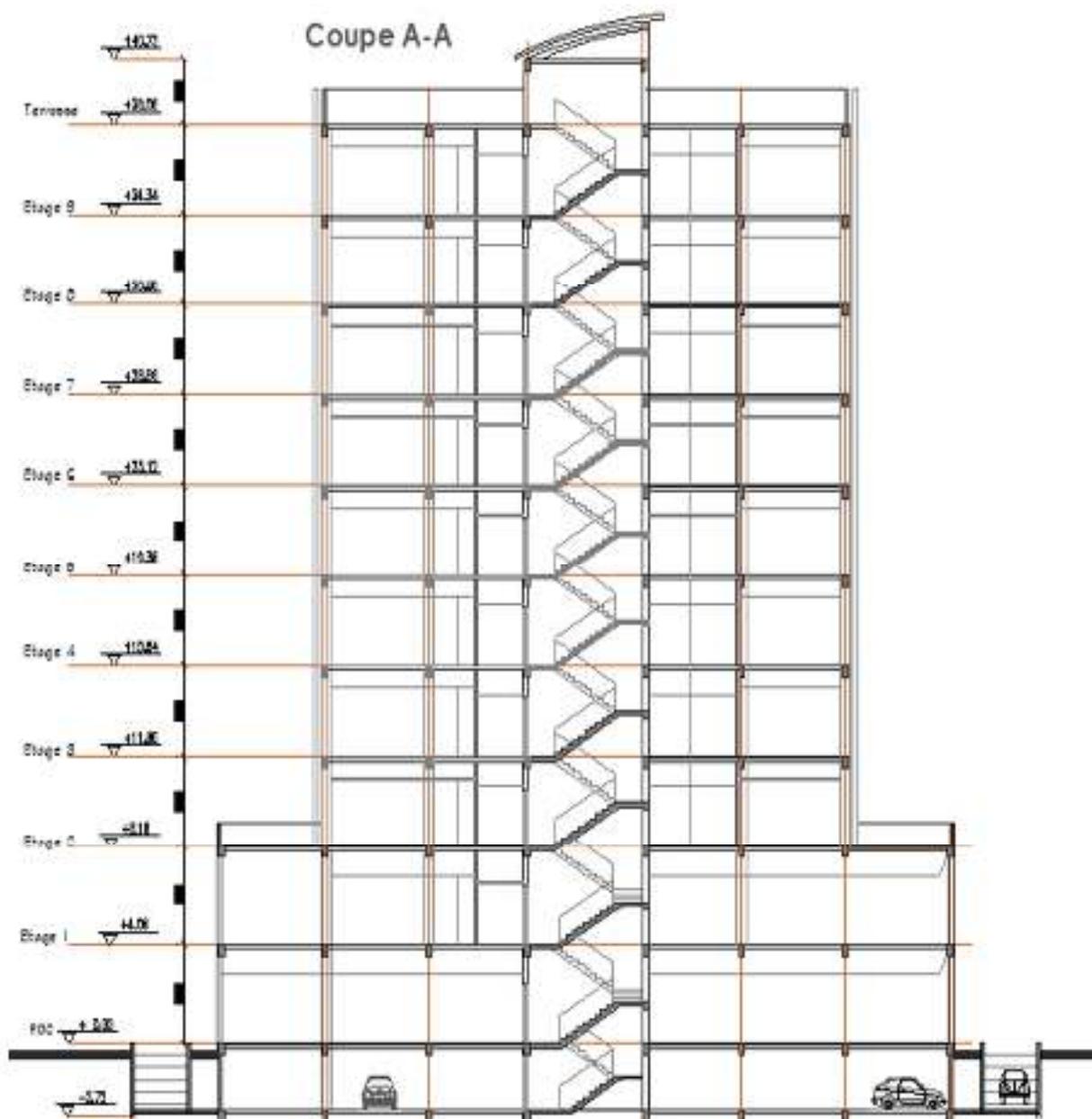
**Façade latérale gauche**



**Plan Sous-sol niveau -2.72**



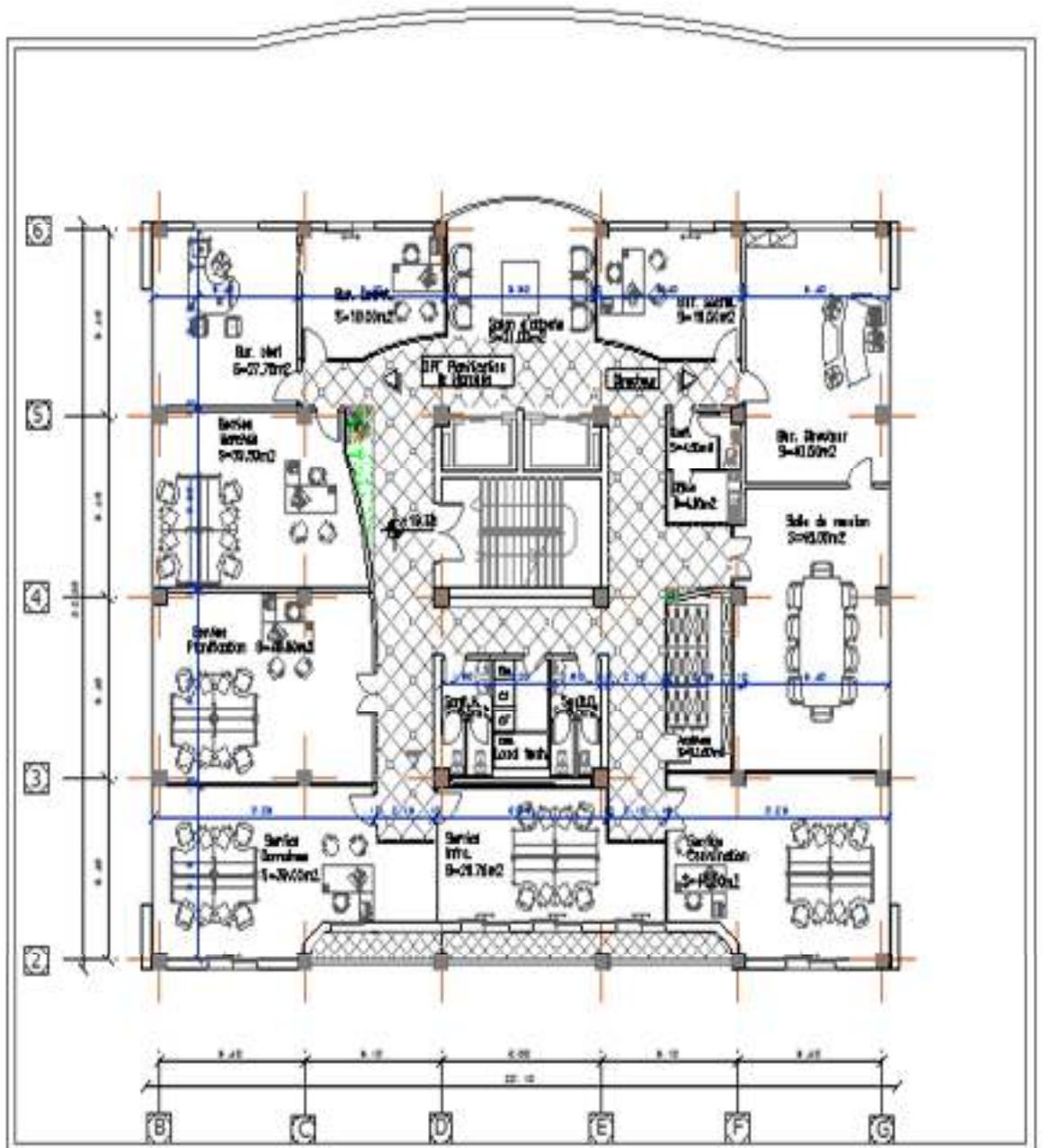
1ere étage



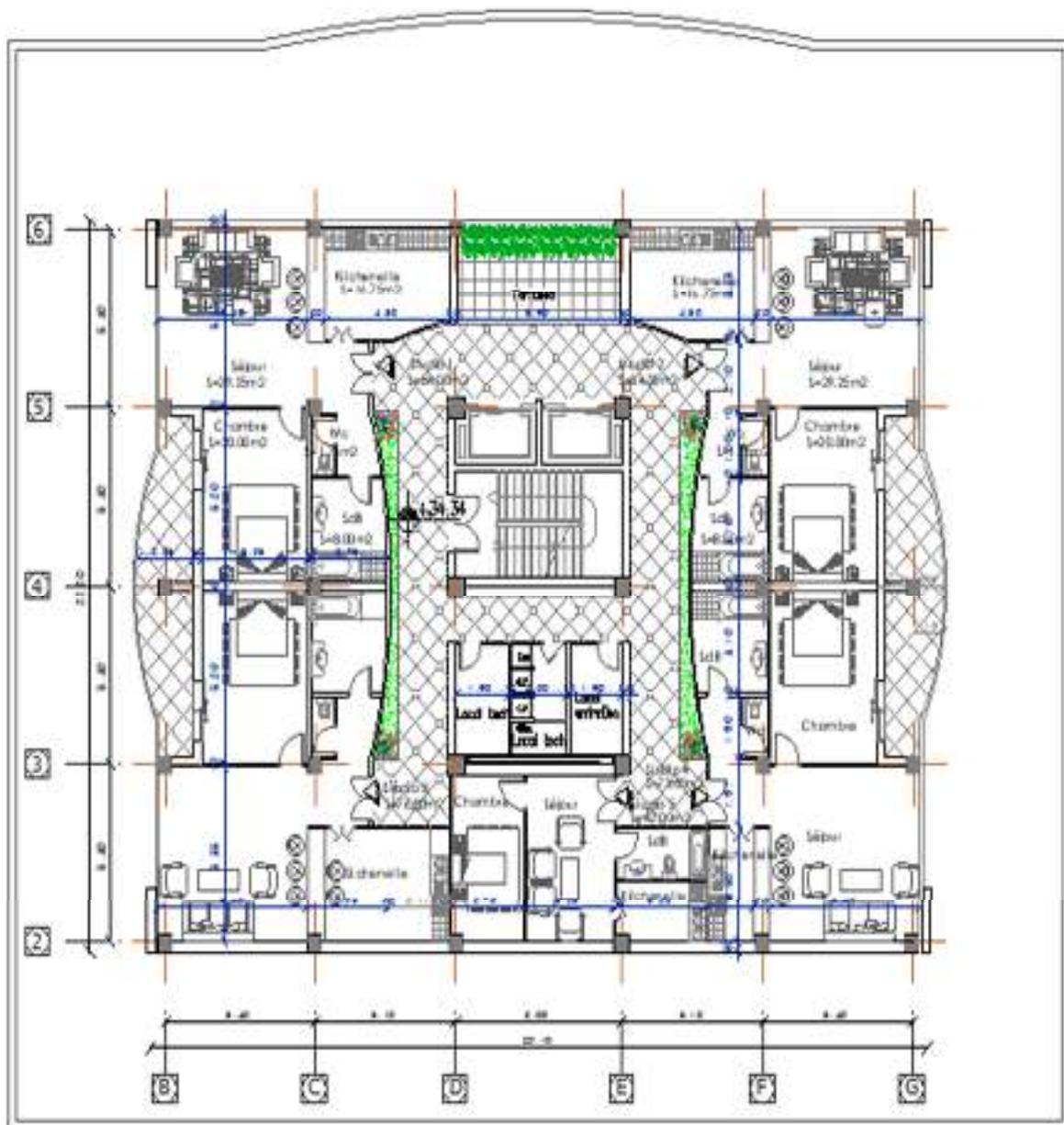
**Coupe A-A**



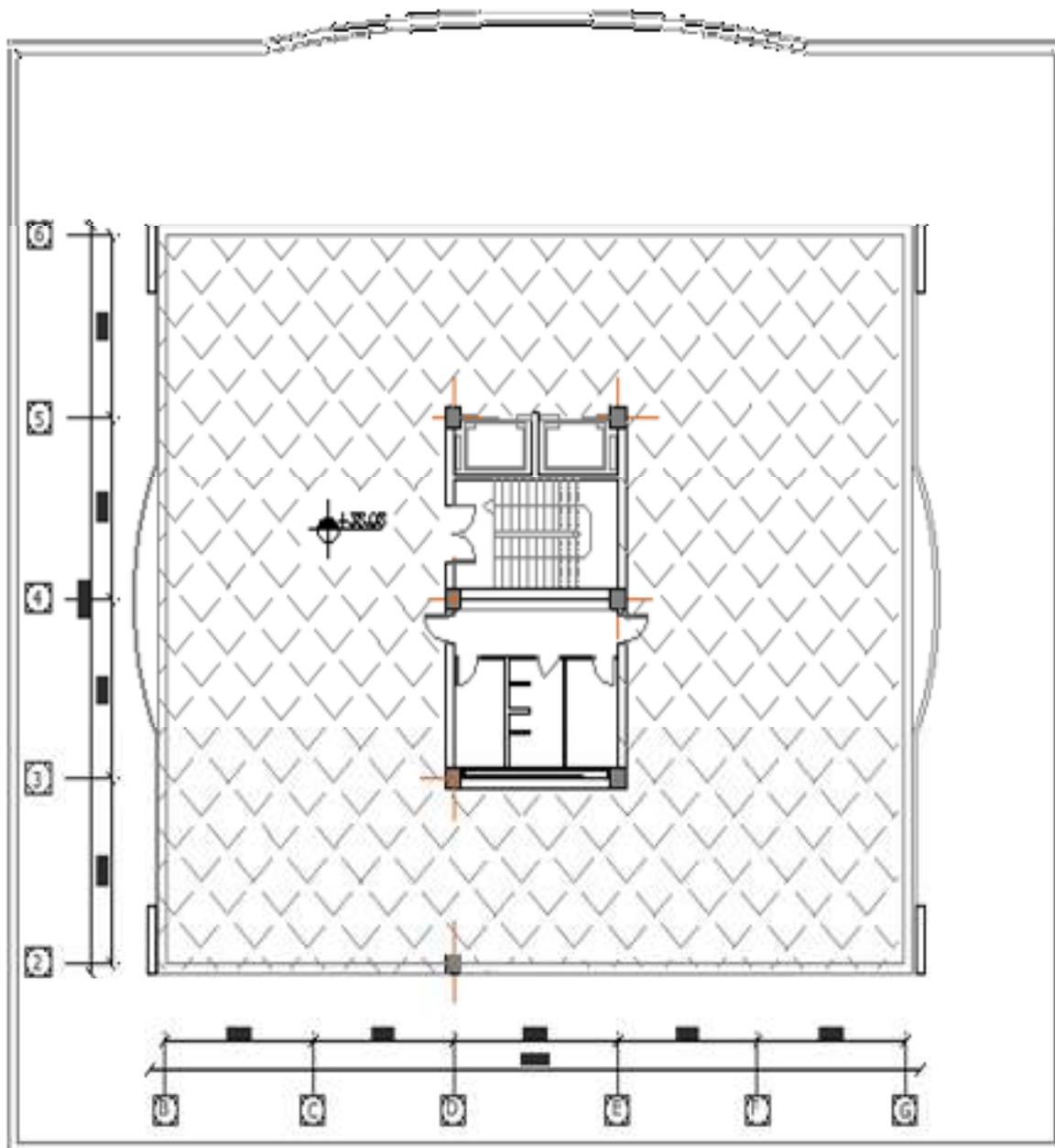




**PLAN ETAGE 5 AU 8 EME**



**PLAN ETAGE 9**



**TERRASSE**

**I.1 :Introduction :**

Ce projet porte sur l'étude d'un centre (RDC+9+1SS) à usage multiple. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de Alger (bab Ezzouar) qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93, BAEL 91 et aux règles parasismiques RPA 99 version 2003.

**I.2 :Présentation de la construction :**

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un centre constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan.

Le centre se compose de :

- Un sous-sol a usage Parking
- Réez de chaussée et premier étage à usage commercial
- 2 ème au 9 ème à usage administratif
- Une terrasse accessible

**I.3 :Dimensions de l'ouvrage en plan :**

Les dimensions du centre :

- Longueur du plan : 38.4 m
- Largeur du plan : 33.00 m

**I.4 :Dimensions de l'ouvrage en élévation :**

Les différentes hauteurs sont :

Hauteur Totale du bâtiment	41.82 m
Hauteur de RDC et premier étage	4.08 m
Hauteur du 2 <sup>-ème</sup> au 9 <sup>-ème</sup>	3.74m
Hauteur de la terrasse	2.65 m

Notre projet sera réalisé avec le système mixte (poteaux, poutre et voile de contreventement).

**I.5 :Les éléments de la structure :**

**Poteaux** : organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle

les charges de la substructure et par lequel ses charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage

**Poutre :** pièce mécanique de forme de l'enveloppe convexe parallélépipédique, conçu pour résister la flexion. Elle est placée en générale en position horizontale, elle s'appuie sur les murs, la poutrelle est une poutre de faible section

**I.6 : Classification de la construction selon (RPA 99 révisé 2003) :**

La construction est un ouvrage classé dans le groupe 2 : construction a usage Administrative ne dépasse pas 48m de hauteur.

**a. Ossature :**

La construction est constituée par les portiques auto stables en béton armé selon (RPA 99 révisé 2003) le système de contreventement de la construction est un système de contreventement simple assuré par des portiques.

**b. Les planchers :**

Vu la forme géométrique de la construction nous avons opté pour :

- Plancher en corps creux
- Dalle pleine

Et optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.

Raison économique

**c. Escalier :**

La construction comporte plus type d'escaliers.

**d. Maçonnerie :**

La maçonnerie de la construction est réalisée en brique creuses

Murs extérieurs (double cloison) : ils sont constitués en deux rangées :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs (simple cloison) : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur

**e. Revêtement :**

- En carrelage pour les plancher courants.
- En mortier pour les murs extérieurs.
- Plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Tuiles pour la toiture.

**I.7 :Notions d'états limites :**

Un état limite est un état qui satisfait strictement à des conditions : stabilité durabilité déformation admissible sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments.

Nous distinguons deux états limites :

**I.7.1 : Les états limites ultimes (ELU) :**

Il s'agit l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage

Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique
- De résistance pour les matériaux : le béton et l'acier
- De stabilité de forme

**I.7.2 : Les états limites de service (ELS) :**

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité il n'est pas suffisant que la construction soit stable et résiste il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- La maîtrise de la fissuration
- La limite de la compression du béton
- La limite de la déformation

Trois types de combinaisons d'actions à prendre en compte :

- Combinaisons caractéristiques
- Combinaisons fréquentes
- Combinaisons quasi-permanentes

**I.8 : Ossature et contreventement :**

Le système structurel est conçu en portique contreventés par un voile de contreventement

**I.8.1 : Règlement utilisé :**

Le calcul de cet ouvrage sera conforme aux règles B.A.E.L 91 et R.P.A 2003 ainsi que tous les règlements en vigueur en Algérie.

### **I.9 : Caractéristique des matériaux :**

#### **I.9.1 : Béton :**



Le béton est un assemblage de plusieurs composants dont les uns sont inertes appelés granulats ou agrégats (gravier 3/8, gravier 8/15, sables) et les autres sont actifs appelés liant (ciment, argile) ainsi que de l'eau et/ou des adjuvants qui améliorent certaines propriétés du béton frais ou durci

#### **a. Caractéristique du Béton :**

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression. Et faible résistance à la traction.

#### **b. Ciment :**

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

Résistance mécanique.

Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment mâtine [CEM II \ B – L 42.5 N]

**c. Granulats :**

Le béton est constitué de deux types de granulats.

Sable de dimension inférieure à 5 mm

Gravier de dimension inférieure à 25mm (8 /15 et 15/25)

**d. Eau de gâchage :**

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

Résistance à la compression :

La résistance à la compression est la propriété la plus recherchée pour le béton durci. Il s'appuie sur lui pour calculer et déterminer la taille d'une structure en béton.

En règle générale, le béton est classé en fonction de sa résistance mécanique

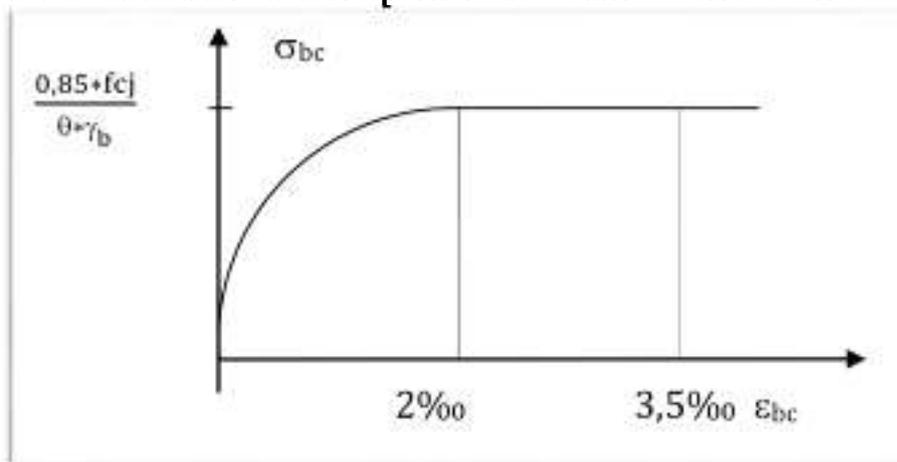
À la compression mesurée à 28 jours. Il s'exprime en méga-pascals. La norme NF EN 206 / CN définit 16 nuances standard pour le béton normal.

**$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  pour tous les éléments, structuraux, escaliers**

Résistance à la traction :

En général, la valeur de la résistance à la traction d'un béton est estimée proche de 10 % de sa résistance en compression.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(f_{c28}) \rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

**I.9.1.1 : Contrainte du béton à la compression aux Etats limites ultimes :**

**Figure I. 1:** Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

$$Fbu = \frac{0.85 * fc_{28}}{\theta * \gamma}$$

- $\theta=1$  Situation durable.
- $\theta=0.85$  Situation accidentelle.
- $\gamma_b= 1.5$  Situation durable.
- $\gamma_b=1.15$  Situation accidentelle
- $Fbu=17\text{Mpa}$  Situation durable.
- $Fbu= 22.2$  Mpa Situation accidentelle.

### I.9.1.2 : Contrainte du béton a la compression aux Etats limites service :

La contrainte de la compression du béton sera limitée dans les calculs a  $0.6 f_c$ . Jusqu'à cette valeur, le diagramme des contraintes peut être assimilé à une droite

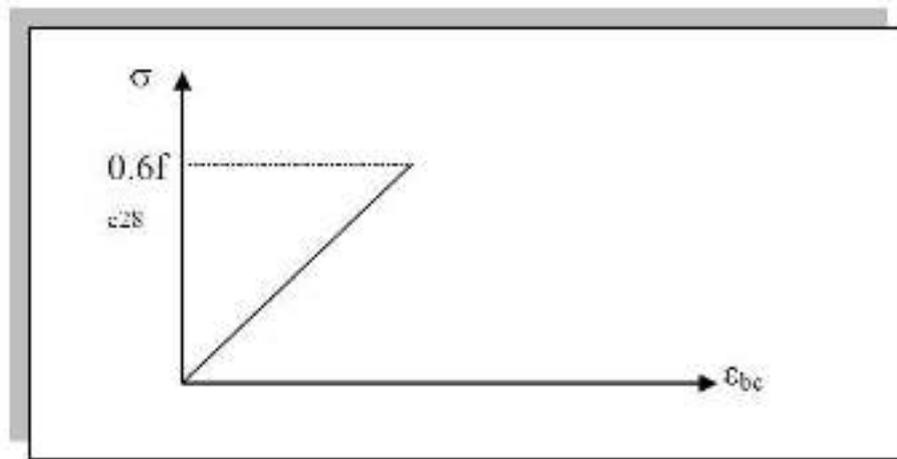


Figure I. 2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

$$Fbs = 0.6 * fc_{28}$$

$$Fbs = 0.6 * 30$$

$$Fbs = 18 \text{ Mpa}$$

### I.9.1.3 : Module de déformation longitudinale BAEL91 :

$$fc_{28} = 30 \text{ Mpa}$$

$$Ei_{28}: 11000^3 \sqrt{fc_{28}} \text{ Module instantané}$$

$$Ei_{28}: 34179.55 \text{ Mpa}$$

$$Ed_{28}: 3700^3 \sqrt{fc_{28}} \text{ Module différé}$$

$$Ed_{28}: 11496.76 \text{ Mpa}$$

### I.9.2 : Acier :



L'acier est un alliage métallique ferreux, qui est d'ailleurs principalement composé de fer, l'élément additionnel étant le carbone, qui n'est présent qu'à l'état de traces infimes. Selon les aciers, la teneur en carbone est comprise entre environ 0,005 % et 1,5 % en masse. Elle monte très rarement jusqu'à 2 %.

Barre haute adhérence ; Fe E 500;

Tableau I. 1:Caractéristiques des Acier.

Type	Nuance	Limite élastique	$\epsilon_{es}$ ‰	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeF22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\Phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\Phi > 6\text{mm}$	441	1.917	

**I.9.2.1 : Contrainte du l'acier a la compression aux Etats limites ultimes :**

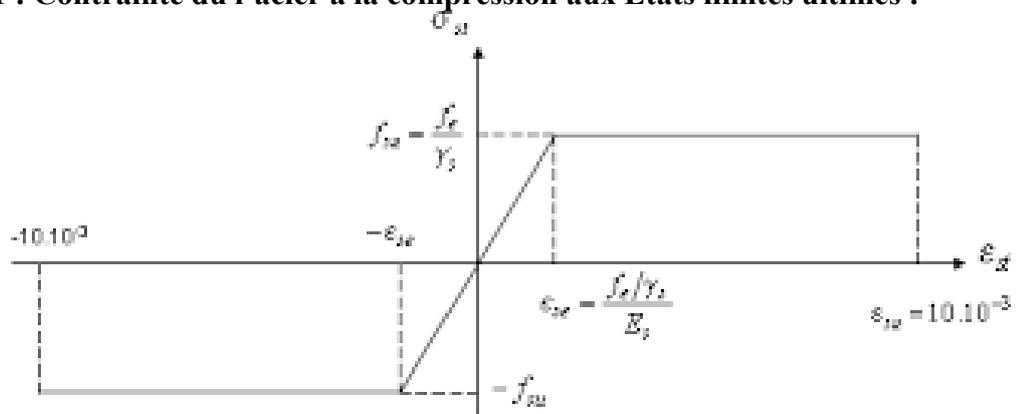


Figure I. 3: Diagramme contraintes Déformations

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_s$  Contrainte de l'acier

$f_e$  : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

$\epsilon$  : Allongement ou raccourcissement de l'acier

$\epsilon_s$  : Allongement ou raccourcissement limite

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité = **1.5 situation durable**

= **1 Situation accidentelle**

### I.9.2.2 : Etat limite de service :

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (Fissuration peu nuisibles)}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \left( \frac{2}{3} f_e \right); (110 \sqrt{\mu f t_{28}}) \right\} \text{ (Fissuration préjudiciables)} \quad (A)$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \left( \frac{1}{3} f_e \right); (90 \sqrt{\mu f t_{28}}) \right\} \text{ (Fissuration très préjudiciables)} \quad (B)$$

Avec :  $\mu$  coefficient de fissuration :

$\mu = 1$  pour les rond lisse et treillis soudés ON ;

$\mu = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence

$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$  Et **FeE500**

$$(A) \quad \sigma_s = \min(333.33 ; 215.55) \quad \sigma_s = 215.55$$

$$(B) \quad \sigma_s = \min(166.66 ; 176.36) \quad \sigma_s = 176.36$$

### I.10 : Hypothèse de calcul :

#### a. Etat limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures
- Le béton tendu est négligé
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10%

#### b. Etat limite de service (ELS) :

- Conservation des sections planes
- Par convention le coefficient d'équivalence est  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

- La résistance du béton a la traction est négligeable.

## **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

**II.1 : Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisés par les règlements en vigueur, notamment le

« BAEL 91 », le « RPA 99 version 2003 » et « CBA 93 » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure, à savoir :

Les planches.

Les poutres.

Les poteaux.

Les voiles.

**II.2 : Pré dimensionnement des planchers :**

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Leurs épaisseurs dépendent, le plus souvent des conditions d'utilisation.

**a. Plancher en corps creux :**

Ce type de plancher est constitué par des éléments non porteur (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).



**Figure II. 1:** Plancher à corps creux.

Le choix de ce type dépend de ce type répond aux conditions suivantes :

- Facilite et rapidité d'exécution
- Charge d'exploitation inférieur à 2,5 KN/m<sup>2</sup>
- Economie du coffrage et main d'œuvre
- Plus léger que la dalle pleine
- Une très bonne isolation phonique
- Résistant au feu

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

$L$  : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

$ht$  : hauteur totale de la dalle (l'épaisseur totale à la compression + corps creux)

Pour la poutre porteuse

$L = \min ( L \text{ max sens } x ) ; ( L \text{ max sens } y )$

$L = 540 ; 600$

$L = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$

$$\frac{510}{25} \leq ht \leq \frac{510}{20}$$

$$20.4 \leq ht \leq 25.5$$

$$ht = 21 \text{ cm}$$

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

Avec : 16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

- **Disposition des poutrelles :**

Critère de la petite portée.

Critère de continuité.

**b. Planchers en dalle pleine :**

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciaux car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$ ), c'est le cas pour les étages de RDC et 1<sup>ère</sup> étage de notre ouvrage.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

▪ **Résistance au feu**

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

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

$e=17\text{cm}$  pour une quatre heure de coupe-feu

On admet :  **$e=15\text{cm}$**

▪ **Isolation phonique**

Selon le règlement BAEL  $e \geq 13\text{cm}$  pour avoir une bonne isolation phonique on adopte  $e=15\text{cm}$

▪ **Résistance à la flexion**

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

-Dalle reposant sur deux appuis : 
$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad [3]$$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : 
$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad [3]$$

Avec :

$e$ : Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

### b.1. Dalle pleine (dans sous-sol et 1<sup>er</sup> étage et RDC)

Dalle reposant sur quatre appuis

$$L_x = 600 - 30 = 570$$

$$570/50 \leq e \leq 570/40$$

$11.4\text{cm} \leq e \leq 14.25\text{cm}$  alors  $e = 13\text{cm}$

### b.2. Dalle pleine (balcon)

Dalle reposant sur deux appuis

$$L_x = 600 - 30 = 570$$

$$570/35 \leq e \leq 570/30$$

$16.28\text{cm} \leq e \leq 19\text{cm}$  alors  $e = 18\text{cm}$

#### ▪ Conclusion

On adopte une épaisseur pour les dalle pleine (sous-sol, 1<sup>er</sup> étage et RDC)  $e = 15\text{cm}$

### II.3 : Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### II.3.1 : Charges permanentes :

##### II .3.1.1 : Plancher terrasse accessible :

Le plancher terrasse est composé de deux types de dalle, à savoir :

##### a. Dalle en corps creux :

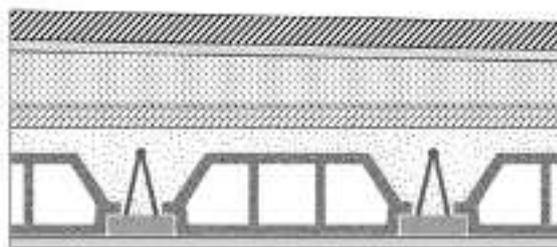


Figure II. 2: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II. 1: charge permanente G du plancher terrasse accessible

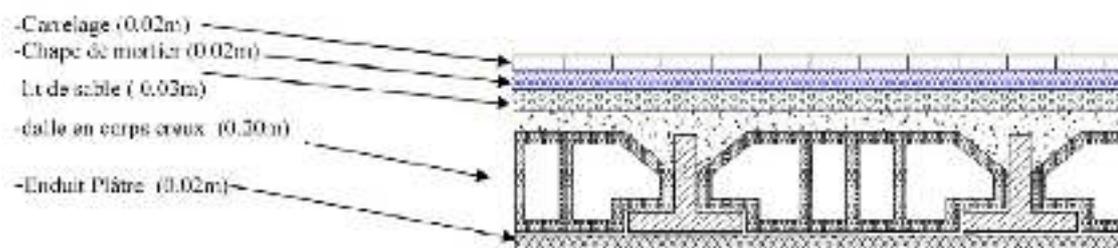
N0	Corposants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Plancher (16+5)	0.16+0.05	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Mortier de pose	0.02	20	0.4
7	Lit de sable	0.03	18	0.54
8	Etanchété			0.12
<b>Charges Permanente G</b>				<b>6.71</b>

**b-charge d'exploitation :**

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

**II.3.1.2 : Plancher de l'étage courant :**

**a. Dalle en corps creux :**



**Figure II. 3:** Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

**Tableau II. 2 :** Charge permanente G du plancher courant (corps creux)

N0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+5)	0.16 +0.05	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de distribution	0.10	-	1
<b>Charges permanente G</b>				<b>5.39</b>

## - Charge d'exploitation :

$Q=2.5\text{KN/m}^2$  (plancher étage bureau + parking+ restaurant)

$Q=1.5\text{KN/m}^2$  (plancher 9 étage habitation)

$Q=5\text{KN/m}^2$  (plancher RDC commerce)

## b. Dalle pleine

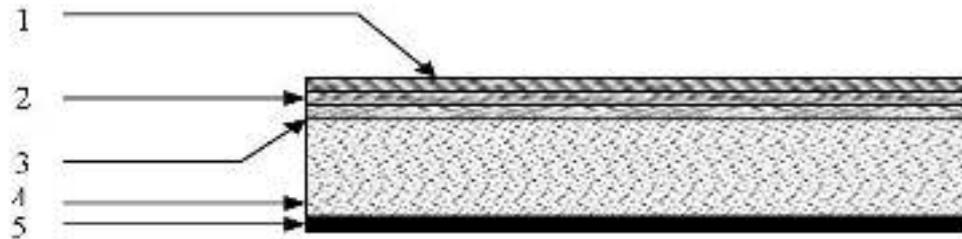


Figure II. 4: Coupe verticale du plancher à dalle pleine.

Tableau II. 3 : Charge permanente G du plancher courant (dalle pleine)

N0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de distribution	0.10	-	1
<b>Charges permanente G</b>				<b>6.29</b>

## c. Balcon :

Tableau II. 4: charge permanente G du (BALCON)

N0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	dalle pleine	0.18	25	4.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charges permanente G</b>				<b>6.04</b>

### II.3.1.3 : Maçonnerie :

#### a. Mur extérieur :

Tableau II. 5: La charge permanente du mur extérieur

Matière	Epaisseur (cm)	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
1-enduit de ciment	2	18	0.36
2-brique creuse	15	8.66	1.30
3-vide d'air	/	/	/
4-brique creuse	10	8.66	0.90
5-enduit de plâtre	3	14	0.42
			2.98KN/m <sup>2</sup>

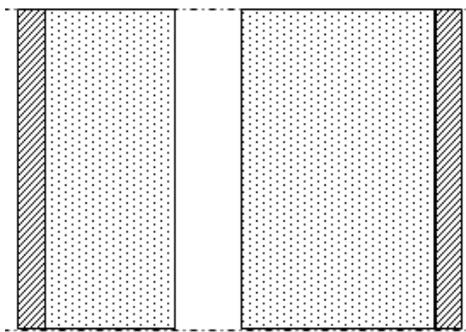


Figure II. 5: Constituants d'un mur extérieur.

### II.4 : Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données

Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

#### - Selon le BAEL 91 modifié 99 :

La hauteur h de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La longueur b de la poutre doit être :  $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largueur de la poutre.

- Selon le R.P.A 99 (version2003) :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30 \text{ cm}$

- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20 \text{ cm}$

- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

**II.4.1 : Exemple de calcul :**

**Poutre Principale (Porteuse) :**  $L = L_{\max} = 6 - 0.3 = 5.7\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

$$h = 45\text{cm}$$

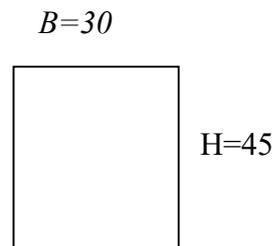
$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm}$$

▪ Nous choisissons une poutre de :  **$b \times h = 30 \times 45\text{cm}^2$**

- Vérification selon le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \text{vérifiées} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$



**Figure II. 6:** Section finale des poutres principale(porteuses).

**Poutre Secondaire (non-Porteuse)**

$$L = L_{\max} = 5.4 - 0.3 = 5.1 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34\text{cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

$h = 45\text{cm}$

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5\text{cm}$

$b = 30\text{cm}$

Nous choisissons une poutre de :  $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

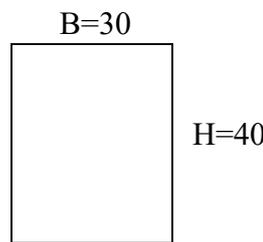
- **Vérification selon le RPA99 :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$

$h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$   
vérifiées

$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$

}  $\Rightarrow$  les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées



**Figure II. 7:** Section finale des poutres secondaire (non porteuses)

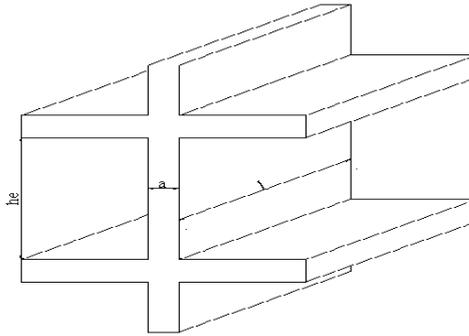
**Tableau II. 6:**Dimensions des poutres choisis.

Type de poutre	Poutre principale	Poutre secondaire
<b>b x h</b>	30x45 cm <sup>2</sup>	30x40 cm <sup>2</sup>

**II.5 : Pré dimensionnement des voiles**

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l’ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Figure II. 8:** Schéma du voile.

Les voiles sont conçus en se basant sur les principes et conditions imposées :

- Les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$

Avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile .

- L'épaisseur minimal est de 15 cm de plus. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $he$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

**L'épaisseur :**

$$a_{\min} \geq \max [ 15\text{cm} , he/20 ]$$

avec :

$he$  : hauteur d'étage .

$a_{\min}$  : épaisseur voile.

- Pour RDC :  $he = 4.08 - 0.4 = 3.68 \rightarrow a = he / 20 = 368 / 20 = 18.4 \text{ cm}$

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

D'après le RPA 99 V2003  $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

## II.6 : Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple sur le poteau qui supporte la charge la plus défavorable.

La détermination des surcharges supportés par le poteau se fait par la loi de dégression des charges d'exploitations.

### II.6.1 : Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charge permanentes et d'exploitation.

Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

### II.6.1.1 : Calcul de la descente de charge

#### a. Charge permanente :

Les **charges permanentes** sont celles qui sont toujours présentes sur l'ouvrage et, bien souvent, correspondent au poids propre de l'ouvrage. Par exemple, un pont suspendu est un ensemble de **charges permanentes** composées de poutres d'acier, de câbles et d'asphalte qui supporte son poids propre.

$$G=G_0+G_1+G_2+G_3+\dots\dots\dots G_n$$

#### b. Charge d'exploitation :

La valeur des charges d'exploitations sont déterminées en fonction :

- Les surfaces auxquelles elles sont appliquées
- Des dégressions horizontales ou verticales retenus liées aux types caractères.
- De leur mode de prise en compte.

$$Q=Q_0+Q_1+Q_2+Q_3+\dots\dots\dots Q_n$$

#### - Charge d'exploitation :

- Habitation, terrasse accessible..... $Q= 1.5KN /m^2$
- Balcon ..... $Q=3.5KN/m^2$
- Commerce..... $Q=5 KN/m^2$
- Escalier..... $Q=2.5Kn/m^2$
- PARKING..... $Q=2.5kn/m$

### II.6.1.2 : Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

#### a. Principe :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la



compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis par la loi de dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités

**b. Procédure de pré dimensionnement :**

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « *RPA99 version 2003* ».
5. Vérifier la section à l'ELS.

**❖ D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad (1)$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- $\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- $l_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section  $\left( I = \frac{hb^3}{12} \right)$ .

- B : Surface de la section du béton.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,5$ ).....situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... Situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 500$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30$  MPa).
- $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br = (a-0,02) (b-0,02)] m<sup>2</sup>.

❖ Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » :

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br : .....<sup>[1]</sup>

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,053$$

•  $Br = (a - 0,02)^2 \rightarrow \sqrt{0,053} + 2 \quad (\text{cm})$

❖ Le minimum requis par « **RPA99 version 2003** » :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a; b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20}$$

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

Avec :

- $(a; b)$  : dimensions de la section.
- $h_e$  : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

❖ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- $N_{ser}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{ser} = N_G + N_Q$ ),
- $B$  : section de béton du poteau,
- $A_s$  : section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ),
- $n$  : coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 18$$

$$Br = (a-2) * (b-2)$$

**Les poteaux les plus sollicités sont :**

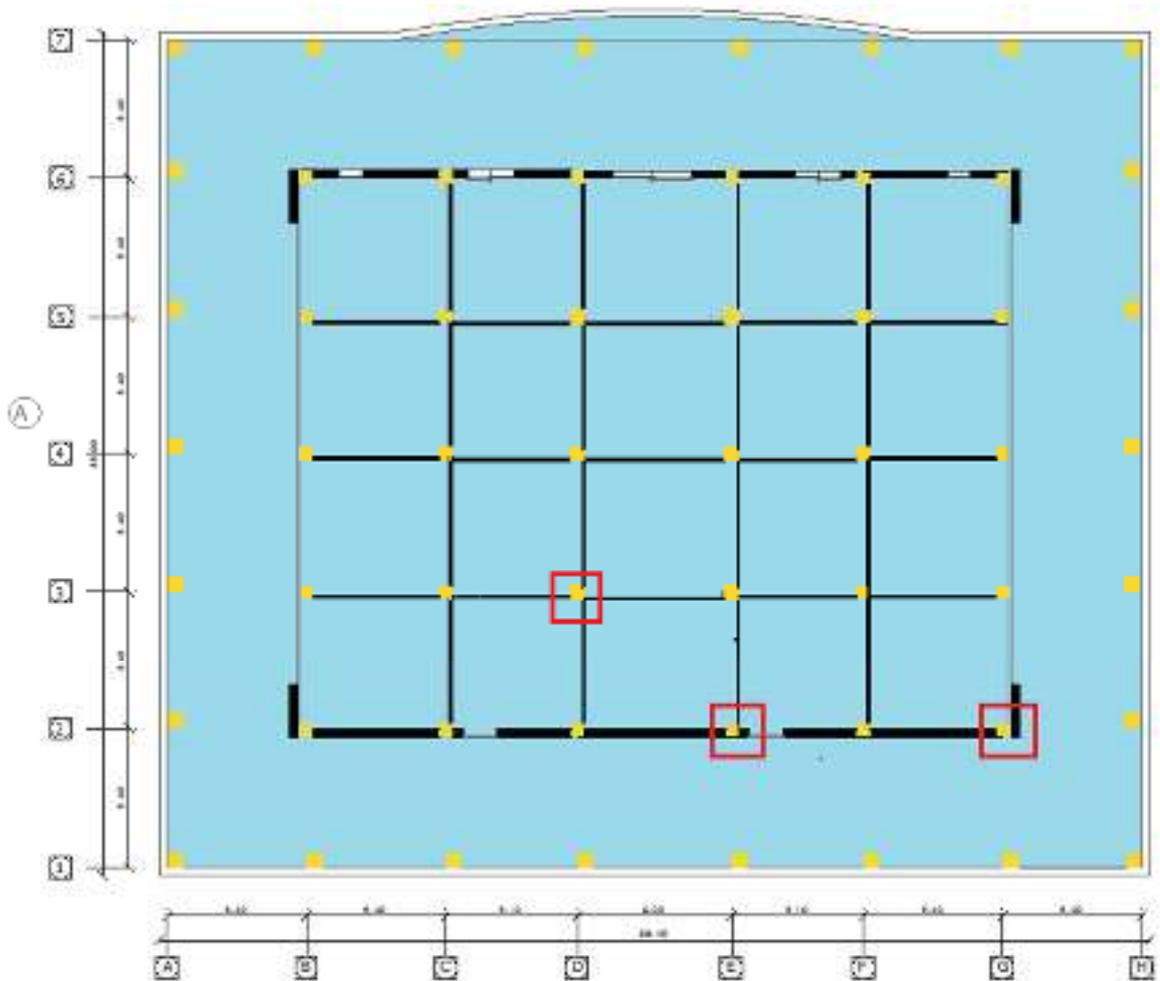
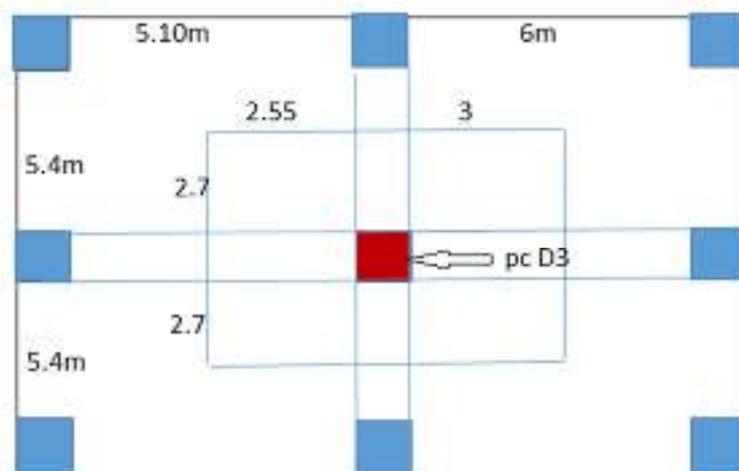


Figure II. 9: vu en plan des poteaux plus sollicités

Poteau central :



Poteau de rive :



Poteau d'angle :

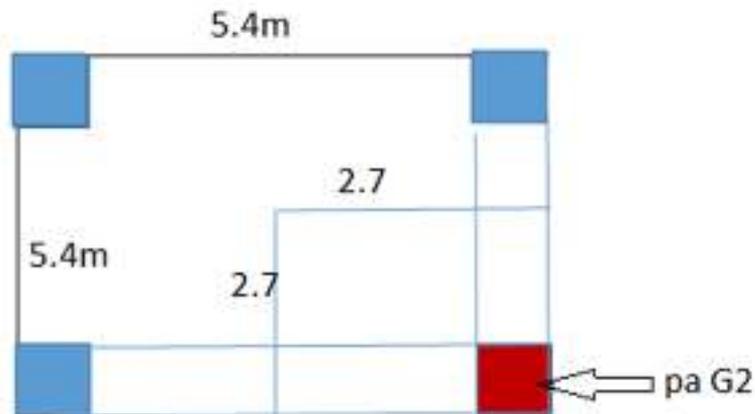


Tableau II. 7:Surface reprise par Chaque Poteau.

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau de rive E2	14.89 (1eau 9ème) 29.88
Poteau central D3	29.07
Poteau d'angle G2	7.20 29.07

c. Evaluation de l'effort normal ultime :

- Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Donnée par « BAEI 91 modifié 99 » [2]

Avec :

- $n$  : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II. 8: Loi de dégression.

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0 =1.5$
9	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1 =4$
8	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2) =6.25$
7	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)=8.25$
6	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=10$
5	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=11.5$
4	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=12.75$
3	$Q_7$	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)=13.99$
2	$Q_8$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)=15.3$
1	$Q_9$	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)=18.25$
RDC	$Q_{10}$	$\Sigma_{10}=Q_0+ (Q_1+\dots+Q_{10})=31.5$
Sous-Sol	$Q_{11}$	$\Sigma_{11}=Q_0+ (Q_1+\dots+Q_{11})=34$

▪ **Calcul des poteaux**

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

- **Calcul de la décente de charge :**

a. **Poteau central (D3):**

❖ **Le poteau central terrasse : (S=29.07)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher ..... 29.07x6.71= 195.06KN

- Poids poutre Principale.....  $(6 / 2 + 5.10/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 = 9.45 \text{KN}$
  - Poids poutre Secondaire...  $(5.40/2 + 5.40/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.40 - 0.21) \times 25 = 7.27 \text{KN}$
  - Poids du poteau .....  $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.65 = 5.96 \text{KN}$
- G terrasse = 217.74KN**

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 29.07 \times 1.5 = 43.60$$

❖ **Sous 9<sup>eme</sup> étage jusqu'à sous 2<sup>eme</sup> : (S=29.07)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher .....  $29.07 \times 5.39 = 156.69 \text{KN}$
- Poids poutre Principal.....  $(6 / 2 + 5.10/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 = 9.45 \text{KN}$
- Poids poutre Secondaire.....  $(5.40/2 + 5.40/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.40 - 0.21) \times 25 = 7.27 \text{KN}$
- Poids du poteau .....  $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.74 = 8.41 \text{KN}$

$$\mathbf{G = 181.82KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{9^{\text{eme}}} = 29.07 \times 4 = 116.28$$

$$Q_{8^{\text{eme}}} = 29.07 \times 6.25 = 181.69$$

$$Q_{7^{\text{eme}}} = 29.07 \times 8.25 = 239.83$$

$$Q_{6^{\text{eme}}} = 29.07 \times 10 = 290.7$$

$$Q_{5^{\text{eme}}} = 29.07 \times 11.5 = 334.30$$

$$Q_{4^{\text{eme}}} = 29.07 \times 12.75 = 370.64$$

$$Q_{3^{\text{eme}}} = 29.07 \times 13.99 = 406.69$$

$$Q_{2^{\text{eme}}} = 29.07 \times 15.3 = 444.77$$

❖ **Sous RDC et 1<sup>er</sup> étage: (S=29.07)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher .....  
..... $29.07 \times 6.29 = 182.85 \text{KN}$
- Poids poutre Principale.....  
..... $(6 / 2 + 5.10 / 2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 = 9.45 \text{KN}$
- Poids poutre Secondaire.....  
..... $(5.40 / 2 + 5.40 / 2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.40 - 0.21) \times 25 = 7.27 \text{KN}$
- Poids du poteau .....  
..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{KN}$

**G = 208.75KN**

**- Charge d'exploitation :**

$Q_{1^{er}} = 29.07 \times 18.25 = 530.53$

$Q_{RDC} = 29.07 \times 31.5 = 915.70$

**❖ Sous S.SOL : (S=29.07)**

**- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher .....  
..... $29.07 \times 6.29 = 182.85 \text{KN}$
- Poids poutre Principal.....  
..... $(6 / 2 + 5.10 / 2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 = 9.45 \text{KN}$
- Poids poutre Secondaire.....  
..... $(5.40 / 2 + 5.40 / 2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.40 - 0.21) \times 25 = 7.27 \text{KN}$
- Poids du poteau .....  
..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.72 = 6.12 \text{KN}$

**G = 205.69KN**

**- Charge d'exploitation :**

$Q_{S^{SOL}} = 29.07 \times 34 = 988.38$

**Tableau II. 9: Choix des sections des poteaux centraux**

Poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	CHOIX (cm <sup>2</sup> )
	Terrasse	217.74	43.60	359.35	190.45	15.80	30x30	30x30
	9 <sup>ème</sup> étage	399.56	116.28	713.83	378.33	21.45	30x30	30x30
Central	8 <sup>ème</sup> étage	581.38	181.69	1057.40	560.42	25.67	30x30	30x30

	7 <sup>ème</sup> étage	763.2	239.83	1390.06	736.73	29.14	30x30	30x30
	6 <sup>ème</sup> étage	945.02	290.7	1717.83	910.44	32.17	30x30	35x35
	5 <sup>ème</sup> étage	1126.84	334.30	2022.68	1072.02	34.74	30x30	35x35
	4 <sup>ème</sup> étage	1308.66	370.64	2322.65	1231	37.08	30x30	40x40
	3 <sup>ème</sup> étage	1490.48	406.69	2622.18	1389.75	39.28	30x30	40x40
	2 <sup>ème</sup> étage	1672.3	444.77	2924.76	1550.12	41.37	30x30	45x45
	1 <sup>er</sup> étage	1881.05	530.53	3335.21	1767.66	44.04	30x30	45x45
	RDC	2089.8	915.70	4194.78	2223.23	49.15	30x30	50x50
	S.SOL	2295.49	988.38	4581.48	2428.18	51.28	30x30	55x55

NSER (KN)	Σser (MPA)	Obs
261.34	2.52	ok
515.84	4.98	ok
763.07	7.37	ok
1003.03	9.69	ok
1235.72	8.77	ok
1461.14	10.37	ok
1679.3	9.12	ok
1897.17	10.31	ok
2117.07	9.09	ok
2411.58	10.35	ok
3005.5	10.45	ok
3283.87	11.42	ok

- Vérification de critère de résistance :

$$Nu / B \leq f_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_s = 17 \text{ MPA}$$

Tableau II. 10: Vérification de critère de résistance des poteaux centraux

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm <sup>2</sup> )	NU/B(MPA)	Condition
Central	Terrasse	359.35	30x30	3.99	Vérifiée
	9 <sup>ème</sup> étage	713.83	30x30	7.93	Vérifiée
	8 <sup>ème</sup> étage	1057.40	30x30	11.74	Vérifiée
	7 <sup>ème</sup> étage	1390.06	30x30	15.44	Vérifiée
	6 <sup>ème</sup> étage	1717.83	35x35	14.02	Vérifiée
	5 <sup>ème</sup> étage	2022.68	35x35	16.51	Vérifiée
	4 <sup>ème</sup> étage	2322.65	40x40	14.51	Vérifiée
	3 <sup>ème</sup> étage	2622.18	40x40	16.38	Vérifiée
	2 <sup>ème</sup> étage	2924.76	45x45	14.47	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3335.21	45x45	16.47	Vérifiée	

	<b>RDC</b>	4194.78	50x50	16.77	Vérifiée
	<b>Sous-sol</b>	4581.48	55x55	15.14	Vérifiée

➤ **Choix final de la section de poteau central**

**Tableau II. 11:**Choix final de section de poteau central

<b>Etages</b>	<b>Choix final des poteaux cm2</b>
Terrasse	30x30
9ème étage	30x30
8ème étage	30x30
7ème étage	30x30
6ème étage	35x35
5ème étage	35x35
4ère étage	40x40
3ère étage	40x40
2ère étage	45x45
1èr étage	45x45
RDC	50x50
Sous-sol	55x55

**b. Le poteau de rive (E2):**

❖ **Terrasse : (S=14.89)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher ..... 14.89x6.71= 99.91KN
- Poids poutre Principale..... .....(5.10/2 + 6/2 -0.3) x0.3x (0.45-0.21) x25= 9.45KN
- Poids poutre Secondaire..... .....(5.40/2 -0.3) x0.3x (0.40 -0.21) x25=3.42KN
- Poids du poteau .....0.30x0.30x25x2.65= 5.96KN
- mini poteaux .....0.30x0.30x25x1.90= 4.27KN

**G terrasse = 123.012KN**

- **Charge d’exploitation :**

$$T_{\text{terrasse}} = 14.89 \times 1.5 = 22.33$$

❖ **Sous 9<sup>ème</sup> étage jusqu'à sous 2<sup>ème</sup> étage : (S=14.89)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher .....  $14.89 \times 5.39 = 80.26 \text{KN}$
- Poids poutre Principale.....  $(5.40/2 + 6/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 = 9.45 \text{KN}$
- Poids poutre Secondaire.....  $(5.40/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.40 - 0.21) \times 25 = 3.42 \text{KN}$
- Poids du poteau .....  $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.74 = 6.89 \text{KN}$
- Murs extérieur.....  $(5.10/2 + 6/2) \times 2.98 = 16.54 \text{KN}$

$$\mathbf{G = 116.56 \text{KN}}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{9^{\text{ème}}} = 14.89 \times 4 = 59.56$$

$$Q_{8^{\text{ème}}} = 14.89 \times 6.25 = 93.06$$

$$Q_{7^{\text{ème}}} = 14.89 \times 8.25 = 122.84$$

$$Q_{6^{\text{ème}}} = 14.89 \times 10 = 148.9$$

$$Q_{5^{\text{ème}}} = 14.89 \times 11.5 = 171.23$$

$$Q_{4^{\text{ème}}} = 14.89 \times 12.75 = 189.85$$

$$Q_{3^{\text{ème}}} = 14.89 \times 3.99 = 208.31$$

$$Q_{2^{\text{ème}}} = 14.89 \times 15.3 = 227.82$$

❖ **Sous RDC et 1<sup>er</sup> étage : (S=29.88)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher .....  $29.88 \times 6.29 = 187.94 \text{KN}$
- Poids poutre Principale.....  $(5.10/2 + 6/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25 = 9.45 \text{KN}$
- Poids poutre Secondaire.....  $(5.40/2 + 5.40/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.40 - 0.21) \times 25 = 7.27 \text{KN}$
- Poids du poteau .....  $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{KN}$

$$\mathbf{G_{\text{RDC et 1er étage}} = 213.84 \text{KN}}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{1^{\text{er}}} = 29.88 \times 18.25 = 545.31$$

$$Q_{\text{RDC}} = 29.88 \times 31.5 = 941.22$$

❖ Sous S.SOL : (S=29.88)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher .....29.88x6.29= 187.94KN
- Poids poutre Principale.....(5.40/2 +6/2 -0.3) x0.3x (0.45-0.21) x25= 9.45KN
- Poids poutre Secondaire.....(5.40/2 + 5.40/2 -0.3) x0.3x (0.40 -0.21) x25=7.27KN
- Poids du poteau .....0.30x0.30x25x2.72 = 6.12KN

**G sous-sol = 210.78 KN**

- Charge d'exploitation :

**Q sous-sol=29.88x34=1015.92**

**Tableau II. 12:**Choix des sections de poteau de rive

Poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm)	CHOIX (cm)
	Terrasse	123.012	22.33	199.56	105.77	12.28	30x30	30x30
	9 <sup>ème</sup> étage	239.572	59.56	412.76	218.76	16.79	30x30	30x30
Rive	8 <sup>ème</sup> étage	356.132	93.06	620.37	328.79	20.13	30x30	30x30
	7 <sup>ème</sup> étage	472.692	122.84	822.39	435.86	22.87	30x30	30x30
	6 <sup>ème</sup> étage	589.252	148.9	1018.84	539.98	25.23	30x30	30x30
	5 <sup>ème</sup> étage	705.812	171.23	1209.69	641.13	27.32	30x30	30x30
	4 <sup>ème</sup> étage	822.372	189.85	1394.97	739.33	29.19	30x30	30x30
	3 <sup>ème</sup> étage	938.932	208.31	1580.02	837.41	30.93	30x30	35x35
	2 <sup>ème</sup> étage	1055.5	227.82	1766.65	936.32	32.59	30x30	35x35
	1 <sup>er</sup> étage	1269.34	545.31	2531.57	1341.73	38.62	30x30	40x40
	RDC	1483.18	941.22	3414.123	1809.48	44.53	30x30	45x45
	Sous SOL	1693.96	1015.92	3810.73	2019.68	46.94	30x30	50x50

NSER(KN)	Σser (MPa)	Obs
145.342	1.40	ok
299.132	2.89	ok
449.192	4.34	ok
595.532	5.75	ok
738.152	7.13	ok
877.042	8.47	ok
1012.222	9.78	ok

1147.242	8.14	ok
1283.32	9.10	ok
1814.65	9.86	ok
2424.4	10.41	ok
2709.88	9.42	ok

**Tableau II. 13:** Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm <sup>2</sup> )	NU/B(MPA)	Condition
	Terrasse	199.56	30x30	2.21	Vérifiée
	9 <sup>ème</sup> étage	412.76	30x30	4.58	Vérifiée
Rive	8 <sup>ème</sup> étage	620.37	30x30	6.89	Vérifiée
	7 <sup>ème</sup> étage	822.39	30x30	9.14	Vérifiée
	6 <sup>ème</sup> étage	1018.84	30x30	11.32	Vérifiée
	5 <sup>ème</sup> étage	1209.69	30x30	13.44	Vérifiée
	4 <sup>ème</sup> étage	1394.97	30x30	15.49	Vérifiée
	3 <sup>ème</sup> étage	1580.02	35x35	12.89	Vérifiée
	2 <sup>ème</sup> étage	1766.65	35x35	14.42	Vérifiée
	1 <sup>ère</sup> étage	2531.57	40x40	15.82	Vérifiée
	RDC	3414.123	45x45	16.85	Vérifiée
	S.SOL	3810.73	50x50	15.24	Vérifiée

➤ **Choix final de la section de poteaux rive**

**Tableau II. 14:** Choix final de section de poteaux rive

Etages	Choix final des poteaux cm <sup>2</sup>
Terrasse	30x30
9 <sup>ème</sup> étage	30x30
8 <sup>ème</sup> étage	30x30
7 <sup>ème</sup> étage	30x30
6 <sup>ème</sup> étage	30x30
5 <sup>ème</sup> étage	30x30
4 <sup>ère</sup> étage	30x30
3 <sup>ère</sup> étage	35x35
2 <sup>ère</sup> étage	35x35
1 <sup>ère</sup> étage	40x40
RDC	45x45

Sous-sol	50x50
----------	-------

c. **Le poteau d'angle (B6):**

❖ **Terrasse : (S=7.20)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher.....7.20x6.71=48.312KN
- Poids poutre Principale.....(5.40/2 -0.3) x 0.3x (0.45-0.21) x25= 4.32KN
- Poids poutre Secondaire.....(5.40/2 -0.3) x0.3x (0.40-0.21) x25= 3.42KN
- Poids du poteau .....0.30x0.30x25x2.65=5.96 KN
- mini poteaux .....0.30x0.30x25x1.90= 4.27KN

$$G_{\text{terrasse}} = 66.282\text{KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 7.20 \times 1.5 = 10.8$$

❖ **Sous 9<sup>eme</sup> étage jusqu'à sous 2eme étage : (S= 7.20)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher ..... 7.20 x5.39 =38.81 KN
- Poids poutre Principale..... (5.40/2 -0.3) x0.3x (0.45-0.21) x25=4.32 KN
- Poids poutre Secondaire... .....(5.40/2 -0.3) x0.3x (0.40-0.21) x25= 3.42KN
- Poids du poteau .....0.30x0.30x25x3.74 =8.41 KN
- Murs extérieur.....2.98 x (5.40/2 +5.40/2) =16.09KN

$$G \text{ (2eme...9 eme étage)} = 71.05 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{9^{\text{eme}}} = 7.20 \times 4 = 28.8$$

$$Q_{8^{\text{eme}}} = 7.20 \times 6.25 = 45$$

$$Q_{7^{\text{eme}}} = 7.20 \times 8.25 = 59.4$$

$$Q_{6^{\text{eme}}} = 7.20 \times 10 = 72$$

$$Q_{5^{\text{eme}}} = 7.20 \times 11.5 = 82.8$$

$$Q_{4^{\text{eme}}} = 7.20 \times 12.75 = 91.8$$

$$Q3^{eme}=7.20 \times 13.99=100.73$$

$$Q2^{eme}=7.20 \times 15.3=110.16$$

**Sous RDC et 1 er étage : (S= 29.07)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher ..... 29.07  
 $\times 6.29=182.85\text{KN}$

- Poids poutre Principale.....  $(5.40/2 + 5.40/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25=9.18$   
 KN

- Poids poutre Secondaire.....  $(5.40/2 + 5.40/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.40 - 0.21) \times 25=$   
 $7.27\text{KN}$

- Poids du poteau .....  
 $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08=9.18\text{KN}$

**G RDC et 1 étage =208.48 KN**

- **Charge d'exploitation :**

$$Q1^{er}=29.07 \times 18.25=530.53$$

$$Q_{RDC}=29.07 \times 31.5=915.70$$

**Sous S.SOL : (S= 29.07)**

- **Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher..... 29.07  
 $\times 6.29=182.85\text{KN}$

- Poids poutre Principale..... $(5.40/2 + 5.40/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.45 - 0.21) \times 25=9.18$  KN

- Poids poutre Secondaire..... $(5.40/2 + 5.40/2 - 0.3) \times 0.3 \times (0.40 - 0.21) \times 25=$   
 $7.27\text{KN}$

- Poids du poteau .....  
 $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.72=6.12\text{KN}$

**G sous-sol =205.42 KN**

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{sous-sol}}=29.07 \times 34=988.38$$

Choix des sections de poteau d'angle :

Tableau II. 15: Choix des sections de poteau d'angle.

Poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	CHOIX (cm <sup>2</sup> )
	Terrasse	66.28	10.8	105.67	56.005	9.48	30x30	30x30
	9 <sup>ème</sup> étage	137.33	28.8	228.59	121.15	13.01	30x30	30x30
Angle	8 <sup>ème</sup> étage	208.38	45	348.81	184.86	15.59	30x30	30 x 30
	7 <sup>ème</sup> étage	279.43	59.4	466.33	247.15	17.72	30x30	30 x 30
	6 <sup>ème</sup> étage	350.48	72	581.15	308.01	19.55	30x30	30 x 30
	5 <sup>ème</sup> étage	421.53	82.8	693.26	367.44	21.17	30x30	30 x 30
	4 <sup>ème</sup> étage	492.58	91.8	802.68	425.42	22.62	30x30	30 x 30
	3 <sup>ème</sup> étage	563.63	100.73	911.99	483.35	23.98	30x30	30 x 30
	2 <sup>ème</sup> étage	634.68	110.16	1022.06	541.69	25.27	30x30	30 x 30
	1 <sup>ère</sup> étage	843.16	530.53	1934.06	1024.05	34.00	30x30	35 x 35
	RDC	1051.64	915.70	2793.26	1480.43	40.47	30x30	40 x 40
	S.SOL	1257.06	988.38	3179.60	1685.19	43.05	30x30	45 x 45

N <sub>SER</sub> (KN)	Σser (MPA)	Obs
77.08	0.744	ok
166.13	1.60	ok
253.38	2.44	ok
338.83	3.27	ok
422.48	4.08	ok
504.33	4.87	ok
584.38	5.64	ok
664.36	6.42	ok
744.84	7.19	ok
1373.69	9.75	ok
1967.34	10.69	ok
2245.44	9.64	ok

## - Vérification de critère de résistance :

$$N_u / B \leq f_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_s = 17 \text{ MP}$$

Tableau II. 16: Vérification de critère de résistance du poteau d'angle

Poteau	Etages	Nu (kN)	B(cm <sup>2</sup> )	NU/B(MPA)	Conditions
	Terrasse	105.67	30x30	1.17	Vérifiée
	9 <sup>ème</sup> étage	228.59	30x30	2.53	Vérifiée
Angle	8 <sup>ème</sup> étage	348.81	30 x 30	3.87	Vérifiée
	7 <sup>ème</sup> étage	466.33	30 x 30	5.17	Vérifiée
	6 <sup>ème</sup> étage	581.15	30 x 30	6.45	Vérifiée
	5 <sup>ème</sup> étage	693.26	30 x 30	7.69	Vérifiée
	4 <sup>ème</sup> étage	802.68	30 x 30	8.91	Vérifiée
	3 <sup>ème</sup> étage	911.99	30 x 30	10.13	Vérifiée
	2 <sup>ème</sup> étage	1022.06	30 x 30	11.35	Vérifiée
	1 <sup>ère</sup> étage	1934.06	35x 35	15.78	Vérifiée
	RDC	2793.26	40x 40	17.45	Non Vérifiée
	S.SOL	3179.60	45 x45	15.69	Vérifiée

La condition de résistance n'est pas vérifiée dans certains étages. Il faut donc augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau II. 17: Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des poteaux d'angle.

Poteau	Etages	Nu (kN)	B(cm <sup>2</sup> )	NU/B(MPA)	Condition
	Terrasse	105.31	<b>30x30</b>	<b>1.17</b>	Vérifiée
	9 <sup>ème</sup> étage	228.23	<b>30x30</b>	<b>2.53</b>	Vérifiée
Angle	8 <sup>ème</sup> étage	348.45	<b>30 x 30</b>	<b>3.87</b>	Vérifiée
	7 <sup>ème</sup> étage	465.97	<b>30 x 30</b>	<b>5.17</b>	Vérifiée
	6 <sup>ème</sup> étage	580.78	<b>30 x 30</b>	<b>6.45</b>	Vérifiée
	5 <sup>ème</sup> étage	692.90	<b>30 x 30</b>	<b>7.69</b>	Vérifiée
	4 <sup>ème</sup> étage	802.32	<b>30 x 30</b>	<b>8.91</b>	Vérifiée
	3 <sup>ème</sup> étage	911.63	<b>30 x 30</b>	<b>10.13</b>	Vérifiée

	<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	1021.69	<b>30 x 30</b>	<b>11.35</b>	Vérifiée
	<b>1<sup>ère</sup> étage</b>	1933.69	<b>35x 35</b>	<b>15.78</b>	Vérifiée
	<b>RDC</b>	2792.89	<b>45x 45</b>	<b>13.79</b>	Vérifiée
	<b>S.SOL</b>	3179.23	45 x45	15.69	Vérifiée

➤ **Choix final de la section de poteaux d'angle**

**Tableau II. 18:** Choix final de section de poteaux d'angle

<b>Etages</b>	<b>Choix final des poteaux cm2</b>
Terrasse	30x30
9 <sup>ème</sup> étage	30x30
8 <sup>ème</sup> étage	30x30
7 <sup>ème</sup> étage	30x30
6 <sup>ème</sup> étage	30x30
5 <sup>ème</sup> étage	30x30
4 <sup>ème</sup> étage	30x30
3 <sup>ème</sup> étage	30x30
2 <sup>ème</sup> étage	30x30
1 <sup>er</sup> étage	35x35
RDC	45x45
Sous-sol	45x45

➤ **Choix final de la section des poteaux**

**Tableau II. 19:** Choix final de section des poteaux

<b>Etages</b>	<b>Choix final des poteaux cm2</b>
Terrasse	30x30
9 <sup>ème</sup> étage	30x30
8 <sup>ème</sup> étage	30x30
7 <sup>ème</sup> étage	30x30
6 <sup>ème</sup> étage	35x35
5 <sup>ème</sup> étage	35x35
4 <sup>ère</sup> étage	40x40

3 <sup>ème</sup> étage	40x40
2 <sup>ème</sup> étage	45x45
1 <sup>er</sup> étage	45x45
RDC	50x50
Sous-sol	55x55

## **CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires**

**III : Introduction**

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons, les plancher et l'escalier dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « BAELL91 mod99 » [2] en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 » [1]

**III.2 : Mini mur :**

Dans notre structure, il y'a pas d'acrotère parce que nous avons une terrasse accessible.

Nous avons un mini mur que les poteaux peuvent continuer.

**III.3 : Etude des balcons :****III.3.1 Introduction :**

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

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

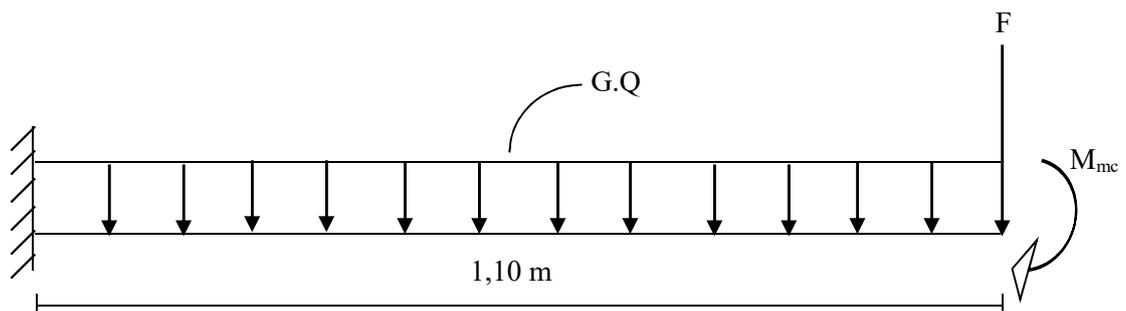


Figure III. 1: Schéma statique du balcon.

## III.3.2 : Calcul des charges sollicitant le balcon : voir chap. II G = 5.29

## a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanente :
  - Carrelage (ép. =2cm) .....0,4 kN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de pose .....0,4 kN/m<sup>2</sup>
  - Lit de sable .....0,54 kN/m<sup>2</sup>
  - Dalle en B.A (ép. =18cm) .....4.5kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit au ciment (ép. =2cm) .....0,2 kN/m<sup>2</sup>
- $\Sigma G=6,04 \text{ kN/m}^2$**

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1\text{m} = 6,04 \times 1 = 6,04 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :
  - $Q = 3,5 \text{ kN/m}$ , pour une bande de 1m.
  - Charge concentrée :
  - Enduit au ciment : .....0,2 kN/m<sup>2</sup>
  - Maçonnerie (ép=10cm) : .....0,90 kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit au ciment : .....0,2 kN/m<sup>2</sup>
- F= 1,3 kN/m<sup>2</sup>**

Pour une bande de 1m, F = 1,3 kN/m<sup>2</sup>

## - Moment due à la main courante :

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}$$

## b. Combinaisons des charges :

Tableau III. 1: Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
<b>q (kN/m)</b>	13,404	9,54
<b>F(kN)</b>	1,755	1,3
<b>M<sub>mc</sub>(kN.m)</b>	1,5	1,00

## c. Calcul des efforts internes :

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

$$M(x) = -\left[ Fx + \frac{qx^2}{2} + Mmc \right] \dots\dots\dots (1)$$

$$T(x) = -[F + qx] \dots\dots\dots (2)$$

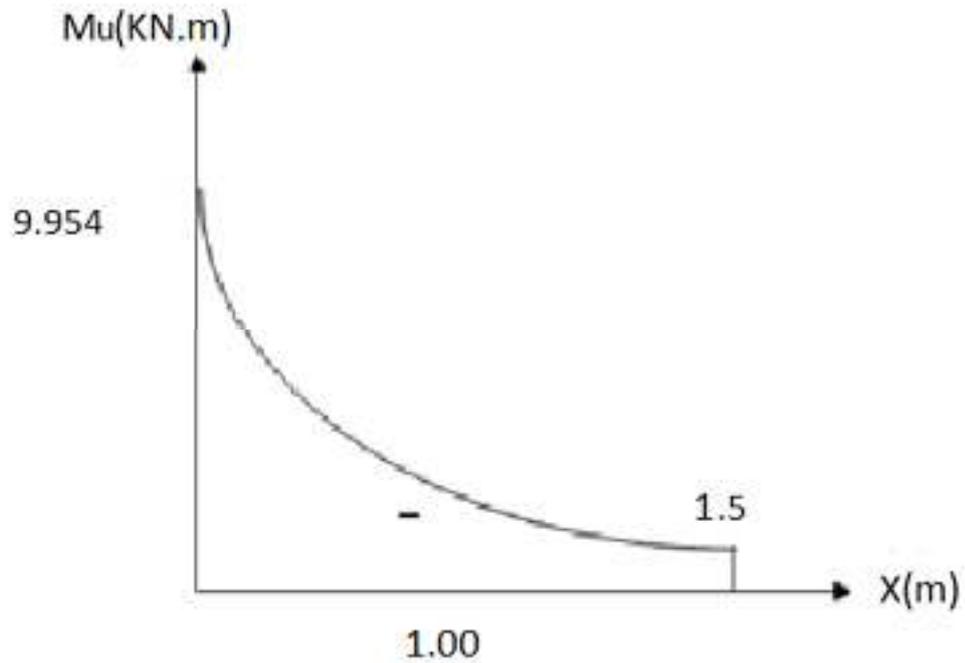


Figure III. 2: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

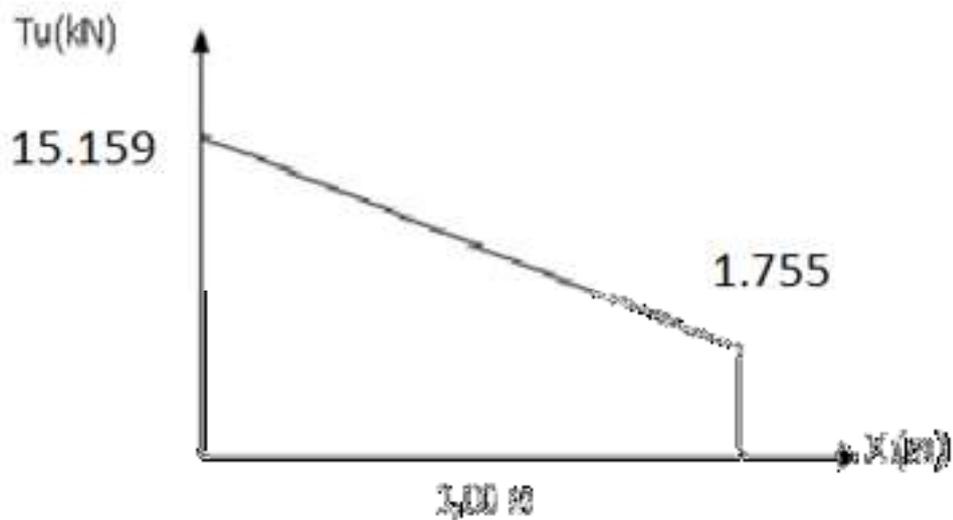


Figure III. 3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

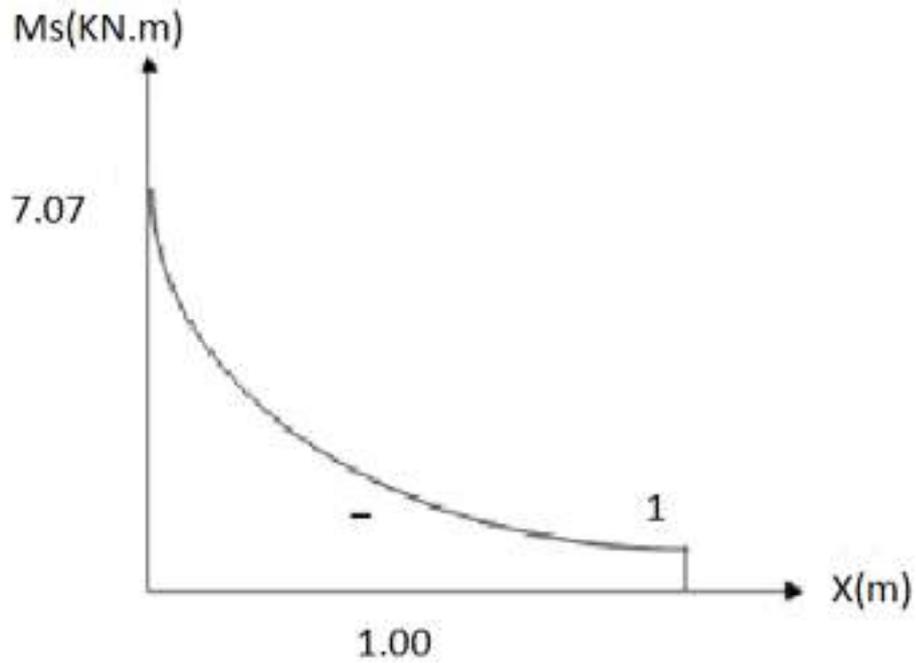


Figure III. 4: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

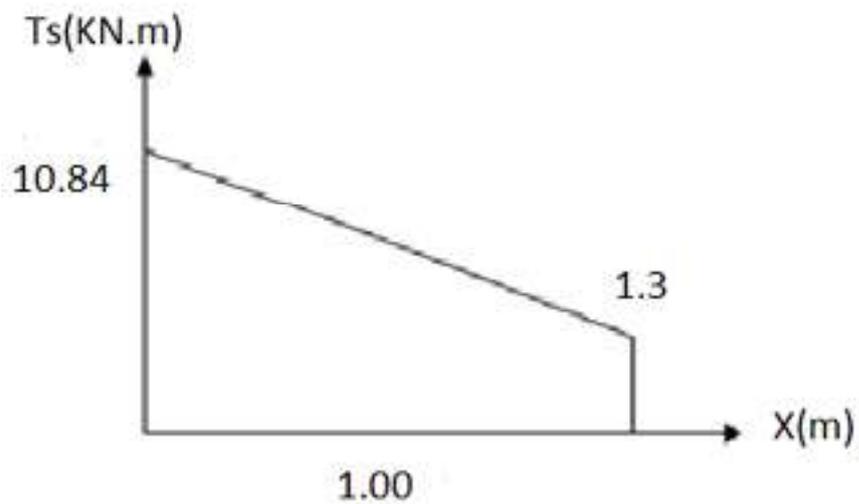


Figure III. 5: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

### III 3.3 : Calcul du ferrailage :

#### a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x18) cm<sup>2</sup>

Les données :  $f_{c28} = 30$  PMA,  $f_{t28} = 2,4$  MPA,  $f_{bc} = 17$ MPa,  $d = 16,2$  cm,  $f_e = 500$  MPA.

**Tableau III. 2:** Ferrailage du balcon.

MU (kN,m)	$\mu$	$\mu < \mu_r$	A'S (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Le choix	As (cm <sup>2</sup> )	ESP (cm)
9,954	0,0223	oui	0	0,0282	160.173	1,42	4T8	2,01	25

$$St < \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$St < \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié}$$

**b. Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.50 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1.005 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T6/ml = 0.85 cm<sup>2</sup> avec: S<sub>t</sub> = 20 cm

**III.3.4 : Vérification :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Vérification à l'effort tranchant :**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{15,159.10^3}{1000 \times 162} = 0.093 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**c. Vérification des contraintes :**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

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

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

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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :  $n=15$  ;  $\eta=1,6(H.A)$  ;  $c'=2,5cm$  ;  $d=16,2cm$  ;  $b=100cm$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \max(0,5 fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 250MPa \end{cases}$$

Avec :  $\eta=1,6(H.A)$

**Tableau III. 3:**Vérification des contraintes.

<b>M<sub>ser</sub>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ̄<sub>bc</sub></b>	<b>σ<sub>s</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>s</sub> ≤ σ̄<sub>s</sub></b>
7,07	2,01	2,81	6145,258	3,23	vérifiée	231,07	vérifiée

**- Vérification de la flèche :**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{18}{110} = 0,163 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 16,2} = 0,00124 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

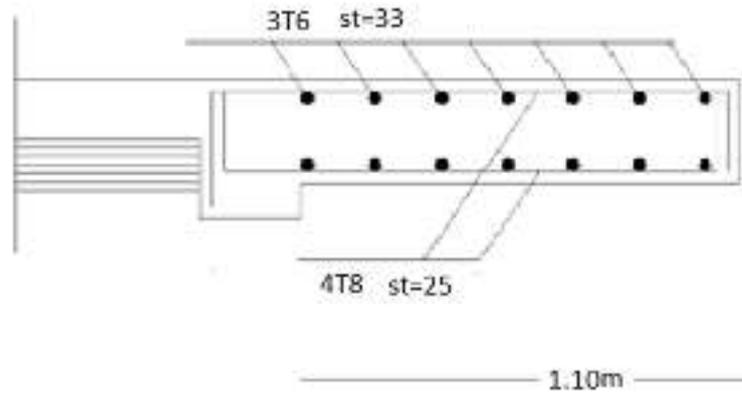


Figure III. 6: Schéma de ferrailage des balcons.

### III.4 : Etude des planchers :

#### III.4.1 : Introduction :

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

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

#### III.4.2 : Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

##### III.4.2.1 : Pré dimensionnement des poutrelles :

Ce type de plancher est constitué de deux systèmes :

Systèmes porteurs c.à.d. des poutrelles et une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

Système coffrant c'est-à-dire des corps creux de dimension  $(20 \times 20 \times 72) \text{ cm}^2$ .

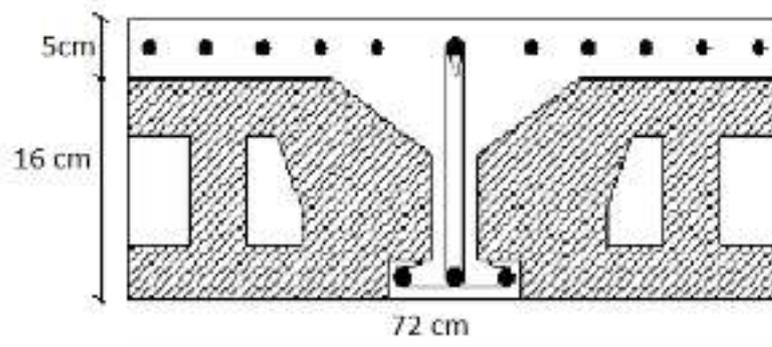


Figure III. 7: Plancher en Corps Creux.

**III.4.2.2 : Etude des poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur du plancher

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

$L_x$  : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$L_y$  : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) * h = (8,4 ; 12,6) \text{ cm. On adopte } b_0 = 15 \text{ cm.}$$

Soit :  **$b_0 = 15 \text{ cm.}$**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 * \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) + b_0$$

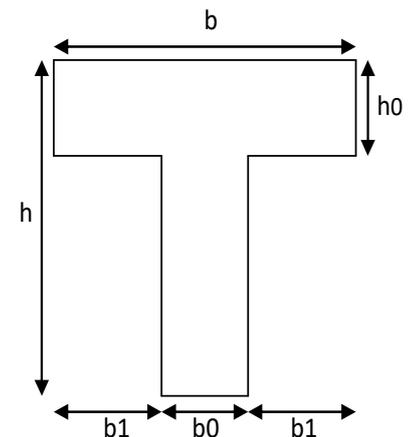
$$L_x = 72 - 15 = 57 \text{ cm.}$$

$$L_y = 540 - 30 = 510 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left( \frac{57}{2} ; \frac{510}{10} \right) = 28,5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 * 28,5 + 15 = 72 \text{ cm. Soit : } \mathbf{b = 72 \text{ cm}}$$

- **Le calcul se fait en deux étapes :**

- 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.



**Figure III. 8:** Schéma de poutrelle.

➤ **1<sup>ère</sup> étape :** Avant le coulage de la table de compression.

- **Poutrelle de travée  $L=5,1m$**

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier  $Q=1\text{kN/m}^2$

### III.4.2.3 : Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutrelle..... $0,15 \times 0,05 \times 25 = 0,1875\text{kN/ml}$
- Poids du corps creux..... $0,72 \times 0,16 \times 14 = 1,612\text{kN/ml}$

$$\mathbf{G=1.8003\text{kN/ml}}$$

- **Charges d'exploitation :**

$$\mathbf{Q=1 \times 0,72 = 0,72\text{kN/ml}}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\mathbf{\underline{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{3.510\text{kN/ml}}$$

$$\mathbf{\underline{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = \mathbf{2.5203\text{kN/ml}}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3.510 \times (5,1)^2}{8} = 11.41\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.5203 \times (5,1)^2}{8} = 8.194\text{kNm}$$

- **Ferraillage :**

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

$$M_u = 11.41\text{kNm} ; b = 15\text{cm} ; d = 0,9h_0 = 4,5\text{cm} ; \sigma_{bc} = 17\text{Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2.209 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

- **2<sup>ème</sup> étape : Après** le coulage de la table de compression

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

#### a. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

- A l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.72 \times q_u$

- A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.72 \times q_s$

**Tableau III. 4:** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

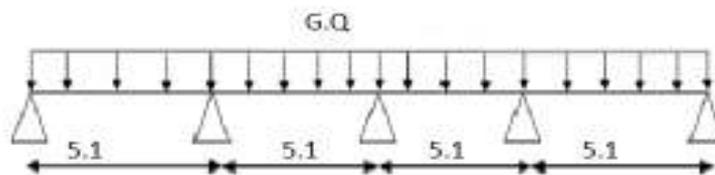
Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
<b>Terrasse accessible</b>	6.59	1.5	11.63	8.375	8.09	5.825

#### Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

#### b. Les Différents types de poutrelles :

- **Type 1** : 4 travées.



**Figure III. 9:** schéma statique de poutrelle type 1.

#### c. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode forfaitaire, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire**

➤ **Condition d'application**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :  $Q \leq \text{MAX} \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

- **Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode**

- **Moment sur appuis**

$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

- **Moment en travée**

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

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

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

$q_w$ : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

$q_e$ : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives "l'<sub>w</sub>" à gauche et "l'<sub>e</sub>" à droite, avec :

$l'_w = l$ .....pour une travée de rive

$l'_e = 0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où "l" représente la portée de la travée libre

- **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$ : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

$T_e$ : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

❖ **TYPE 1** : poutrelle à 4 travées.

- **Vérification des conditions d'application :**

- **Plancher terrasse accessible :**

- **Hypothèse 1 :**

$$G = 6,59 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{KN/m}^2) .$$

$$Q = 1.5 \leq \max (2G = 13.18 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Hypothèse 2 :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**vérifiée.**

- **Hypothèse 3 :**

Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$$5.4/5.4 = 1 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Hypothèse 3 :**

La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle est considérée comme peu préjudiciable.

- **Exposée de la méthode :**

Les moments en travée et sur appuis représentent une fraction du moment isostatique de la même travée.

- a. **Calcul des moments :**

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\} - \frac{M_g + M_d}{2}.$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée de rive}).$$

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée intermédiaire}).$$

Avec :

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)

- $M_g$  et  $M_d$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

-  $M_t$  : le moment maximal en travée dans la travée considérée

-  $M = 0.2 M_0 \dots\dots\dots$ appui de rive

-  $M = 0.6 M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées

- $M = 0.5 M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

- $M=0.4 M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

**b. Calcul des efforts tranchants :**

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors on considère chaque travée séparément et on multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

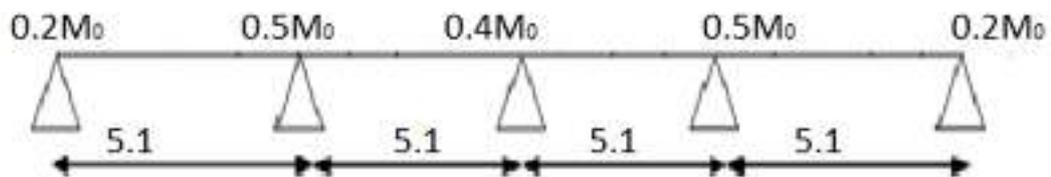
$C = 1,15$  cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

$C = 1,1$  cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

**➤ Application :**

**Terrasse inaccessible :** Il y a deux types de poutrelle :

❖ **Type1 :** poutrelle à 4 travées.



**Figure III. 10:** schéma statique de poutrelle type 1.

Avec :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

$G = 6,59 \text{ KN/m}^2$ .

$P_u = 8,375 \text{ KN/ml}$

$P_s = 5,825 \text{ KN/ml}$

**Moments isostatiques**

- À l'ELU :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{8,375 \times (5.1)^2}{8} = 27,229 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_0 = 18,94 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**

- À l'ELU

$$M_A = M_E = 0,2 \times 27,229 = 5,446 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_B = 0,5 \times 27,229 = 13,614 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times 27,229 = 10,891 \text{ KN.m}$$

- **À l'ELS**

$$M_A = M_E = 0,2 \times 18,94 = 3,788 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0,5 \times 18,94 = 9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times 18,94 = 7,576 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+6,59} = 0,185$$

$$\begin{cases} (1,2 + 0,3\alpha) = 1,2555 \\ (1 + 0,3\alpha) = 1,0555 \end{cases}$$

- **À l'ELU**

$$\begin{cases} M_t \geq \max[(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Travée A-B et D-E (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 27,229 - \frac{5,446 + 13,614}{2} = 19,21 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2555}{2} \times 27,229 = 17,093 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C et C-D (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 27,229 - \frac{13,614 + 10,891}{2} = 16,488 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,0555}{2} \times 27,229 = 14,370 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **À l'ELS.**

Travée A-B et D-E : (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 18.94 - \frac{3.788 + 9.47}{2} = 13.362 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2555}{2} \times 18.94 = 11.89 \text{ KN.m (travée de rive)} \end{cases}$$

Travée B-C et C-D : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 18.94 - \frac{9.47 + 7.576}{2} = 11.468 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0555}{2} \times 18.94 = 9.995 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Les efforts tranchants

- À L'ELU

Travée A-B

$$V(x) = \frac{PL}{2} \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_B - M_A}{L} = \frac{-13.614 - (-5.446)}{5.1} = -1.60$$

$$V(x) = \frac{8.375 \times 5.1}{2} + (-1.60) = 19.75 \text{ KN}$$

$$V(x) = -21.356 + (-1.60) = -22.96 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$\Delta T = 0.533$$

$$V(x) = 21.893 \text{ KN}$$

$$V(x) = -20.827 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$\Delta T = -0.533$$

$$V(x) = 20.827 \text{ KN}$$

$$V(x) = -21.893 \text{ KN}$$

Travée D-E

$$\Delta T = 1.60$$

$$V(x) = 22.96KN$$

$$V(x) = -19.75KN$$

- À P'ELS

Travée A-B

$$V(x) = \frac{PL}{2} \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{MB - MA}{L} = \frac{-9.47 - (-3.788)}{5.1} = -1.114$$

$$V(x) = \frac{5.825 \times 5.1}{2} + (-1.114) = 13.739KN$$

$$V(x) = -14.853 + (-1.114) = -15.967KN$$

Travée B-C

$$\Delta T = 0.371$$

$$V(x) = 15.224KN$$

$$V(x) = -14.482KN$$

Travée C-D

$$\Delta T = -0.371$$

$$V(x) = 14.482KN$$

$$V(x) = -15.224KN$$

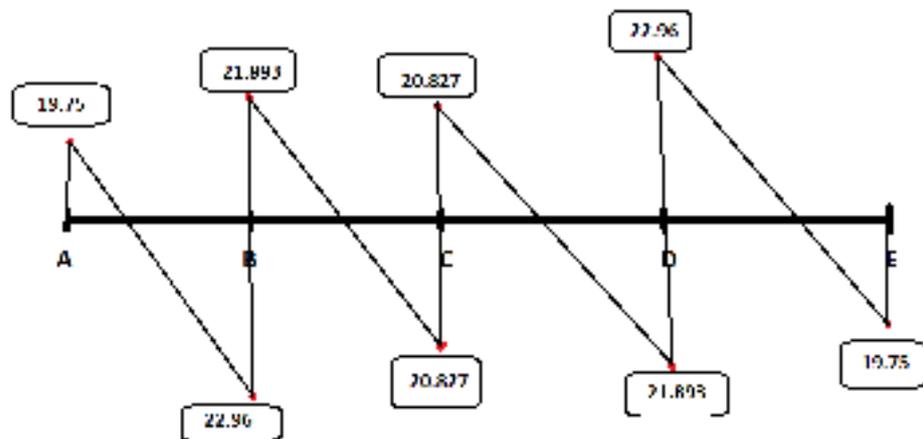
Travée D-E

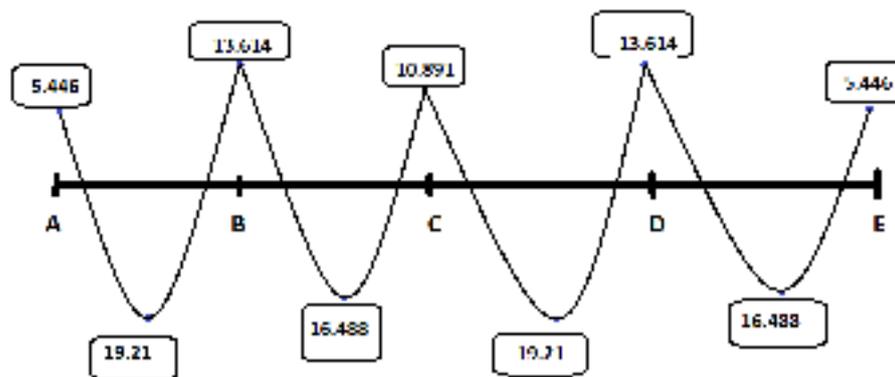
$$\Delta T = -1.114$$

$$V(x) = 15.967KN$$

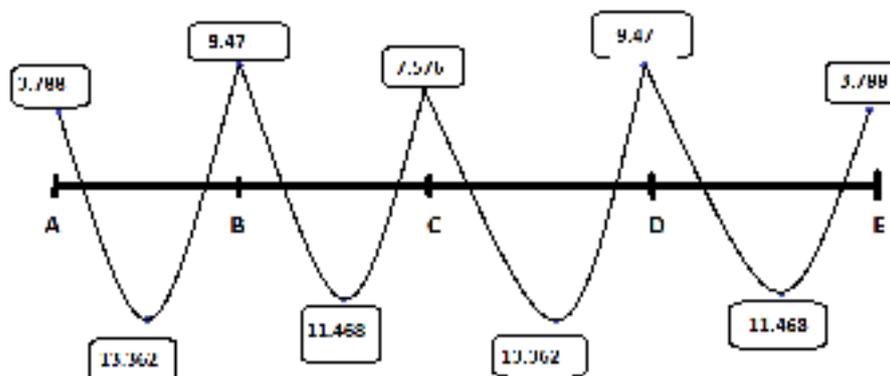
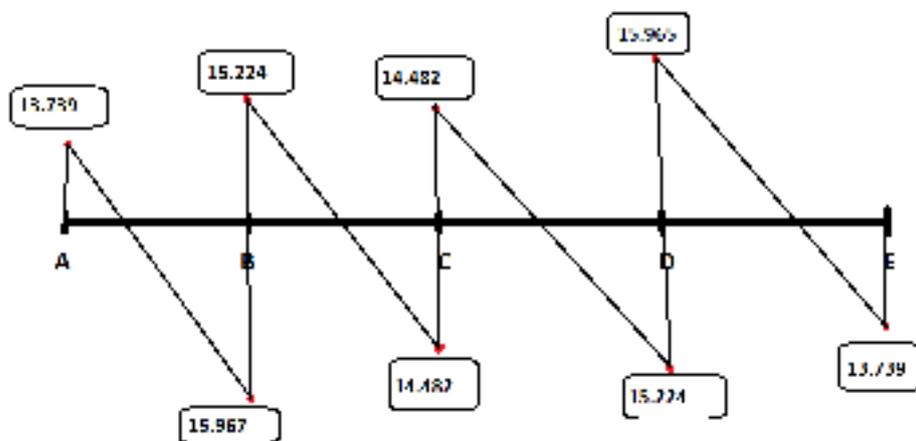
$$V(x) = -13.739KN$$

ELU





ELS



Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

**Type 1 :**

**Tableau III. 5:** Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Travée	L	P <sub>u</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
<b>A-B</b>	5.1	8.375	27.229	5.446	13.614	19.21	19.75	-22.96
<b>B-C</b>	5.1	8.375	27.229	13.614	10.891	16.488	21.893	-20.827
<b>C-D</b>	5.1	8.375	27.229	10.891	13.61	19.21	20.827	-21.893
<b>D-E</b>	5.1	8.375	27.229	13.614	5.446	16.488	22.96	-19.75

**Tableau III. 6:** Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS

Travée	L	P <sub>s</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
<b>A-B</b>	5.1	5.825	18.94	3.788	9.47	13.362	13.739	-15.967
<b>B-C</b>	5.1	5.825	18.94	9.47	7.576	11.468	15.224	-14.482
<b>C-D</b>	5.1	5.825	18.94	7.576	9.47	13.362	14.482	-15.224
<b>D-E</b>	5.1	5.825	18.94	9.47	3.788	11.468	15.967	-13.739

#### d. Ferrailage des poutrelles :

- **Poutrelle type 1 :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire celui qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 19.21 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 13.61 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 22.96 \text{ kN}$$

#### E.L.S :

$$M_{tser}^{\max} = 13.362 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 9.47 \text{ kNm}$$

$$T_S^{\max}=15.967\text{kN}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

❖ **Ferrailage longitudinal en travée :**

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 720 \times 50 \times 17 \times \left( 189 - \frac{50}{2} \right) = 100.36 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu} = 100.36 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 19.91 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

**Tableau III. 7 :** tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée des poutrelles de type 1.

$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A's$ (cm <sup>2</sup> )	CNF (cm <sup>2</sup> )	Choix
19.91	0,045	Oui	0,057	184.69	435	3.23	0	1.66	5T10=3.93 cm <sup>2</sup>

❖ **Ferrailage longitudinal sur appuis :**

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 13.614 \text{ kNm} < M_{tab} = 100.36 \text{ kNm}$$

$\Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) en flexion simple.

**Tableau III. 8:** Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en appui des poutrelles de type 1

$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A's$ (cm <sup>2</sup> )	CNF	Choix
13.614	0,031	Oui	0,039	186.05	435	1,68	0	1.66	3T10=2.36 cm <sup>2</sup>

❖ **Vérification :**

**Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 22.96 \text{ kN}$ .

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis :**

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton :**

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

Avec :  $T_u = 19.75$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{19.75 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 189} = 0,77 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [2] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{22.96 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 189} = 0,89 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [2] :**

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9 d}}{\sigma_s} = -0.60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des contraintes****- Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**- Vérification des contraintes du béton**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

**• Détermination de l'axe neutre**

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

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

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b=72\text{cm (travée)} ; b_0=15\text{cm(appuis)} ; c=c'=2.5\text{cm}$$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

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

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

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

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

Tableau III. 9: Vérification de la contrainte de béton poutrelle type 1

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	13.362	2.36	9.85	9845.37	13.36	vérifiée
Appuis	9.47	3.93	9.49	10823.88	8.30	vérifiée

### - Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier :

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

Avec:

h = 21cm ; b<sub>0</sub>=15cm ; d=18.9cm ; L= 5.4m ; M<sub>tser</sub>=13.362kNm ; M<sub>0</sub>=17.51kNm ;  
A<sub>s</sub>=2,36cm<sup>2</sup> ; f<sub>e</sub>=500MPa.

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,008 < 0,009 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,042 < 0,65 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

### - Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (f<sub>e</sub>=235MPa)

Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,71\text{cm}; 1.2\text{cm}; 0.5\text{cm})$$

On adopte :  $\phi_t = 6\text{mm}$

Donc :

**Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

- **Selon le C.B.A 93:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq 20.25\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,026\text{cm} \end{array} \right.$$

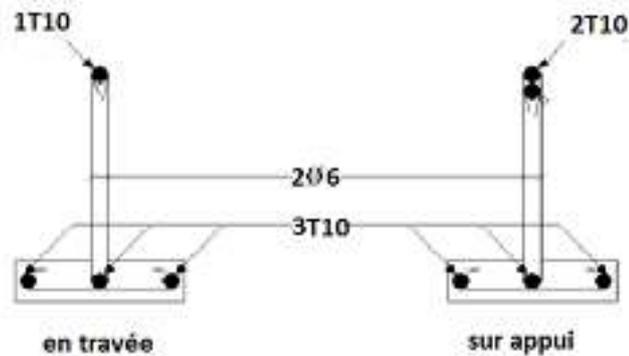
- **Selon le « RPA 99 version 2003 » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 6.25 \text{ cm} \dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 12.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$



**Figure III. 11:** Schéma de ferrailage des poutrelles type 1

**III.5 :Ferrailage de la table de compression**

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{fe} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{array} \right. \quad [4]$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

$A_1$  : armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_2$  : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$L=65\text{cm}$  ;  $F_e=235\text{MPa}$  (acier rond lisse)

Donc on obtient :  $A_1= 1,11\text{cm}^2/\text{ml}$ .

On prend : **6T6=1,18cm<sup>2</sup>**

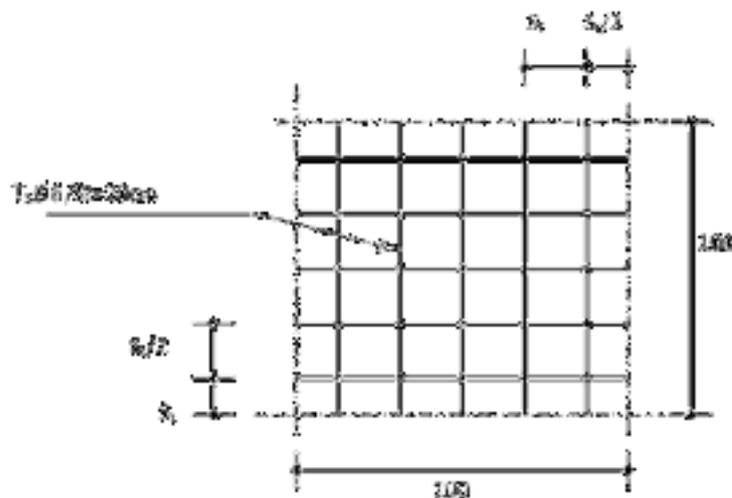
$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56\text{cm}^2$$

Soit : **6T6=1,18cm<sup>2</sup>**  $S_t=20\text{cm}$ .

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



**Figure III. 12:** Ferrailage de la dalle de compression.

### III .6 : Plancher en dalle pleine

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

Dans notre structure, on a :

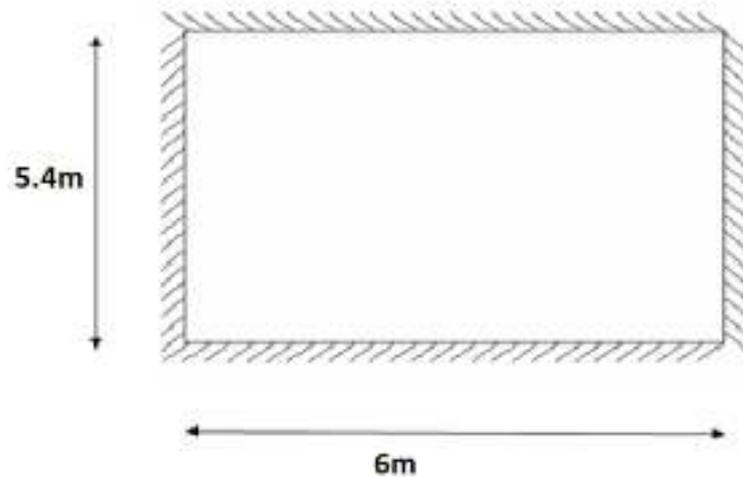


Figure III. 13: Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

**a. Evaluation des charges**

$$G=6.29\text{kN/m}^2, Q=5,00 \text{ kN/m}^2.$$

**ELU :**

$$q_u=1,35G+1,5Q=15.99\text{kN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_{ser}=G+Q=11.29\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{6} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens. [5]}$$

**b. Calcul des moments**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{\`a l'ELU} \\ 0,2 & \text{\`a l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 21.26\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 16.65\text{kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,75M_x=15.945\text{kNm}$$

$$M_{ty}=0,75M_y=12.48\text{kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x= 10.63 \text{ kNm}$$

**c. Ferrailage de la dalle**

b=100cm ; h=15cm ; c=c'=2.1cm; d=13.5cm ; f<sub>c</sub>=500MPa ; f<sub>c28</sub>=30MPa ; f<sub>t28</sub>=2,4MPa ; σ<sub>s</sub>=435MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 10:**Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	15.945	0,062	0	0,080	182.952	2.00	4T10	3,14	25
	y-y	12.48	0,020	0	0,282	167.681	1,71	4T8	2,01	25
<b>Appuis</b>	x-x	10.63	0,017	0	0,021	187.412	1,30	4T8	2,01	25
	y-y									

**d. Espacement :**

- **Travée :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérifiée}$$

- **Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérifiée}$$

## e. Condition de non fragilité[2]

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.59 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.512 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (\text{Dalle rectangulaire } \rho < 1)$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \dots\dots\dots \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 \end{cases}$$

## - Travée :

- Sens x-x :  $A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$
- Sens y-y :  $A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.512 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$

## - Appuis :

- Sens x-x :  $A_{ex} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$
- Sens y-y :  $A_{con} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.512 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$

## f. Calcul des armatures transversales [2]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

$$\text{vérifiée : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15.99 \times 5.4 \times 6}{2 \times 5.4 + 6} = 30.84 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15.99 \times 5.44,35}{3} = 28.78 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 30.84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{30.84 \times 10^3}{1000 \times 189} = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

**g. Vérification à l'ELS[2]**

❖ **g.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 17.382 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 14.778 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 13.0365 kNm \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 11.0835 kNm \end{cases}$$

$$\{M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 8.691 kNm$$

❖ **g.2 Vérification des contraintes :**

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [2] on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 250 MPa \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau III. 11:** Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
Travée	x-x	13.0365	3,14	3,72	11808.453	4.106	vérifié	215.38	Non vérifié
	y-y	11.0835	2,01	3,06	8519.82	3.98		309.1	Non vérifié
Appuis	x-x	8.691	2,01	3,06	8519.82	3.12	vérifié	242.37	vérifié
	y-y								

**Remarque :** Les contraintes d'aciers σ<sub>s</sub> en travée suivant le sens x-x et y-y n'est pas vérifié, donc on change le ferrailage on prend 5T10=3.93 et 5T8=2.51cm<sup>2</sup>.

**Tableau III. 12:** Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
Travée	x-x	13.0365	3.93	4.09	15210.46	3.50	vérifié	190.39	vérifié

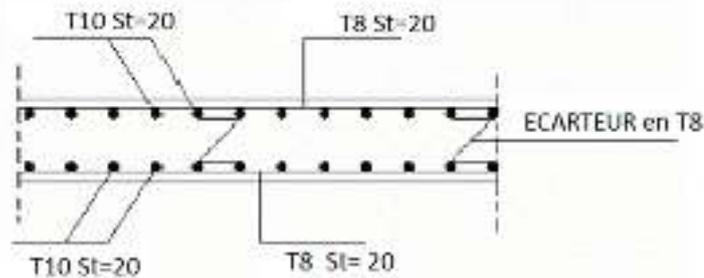
	y-y	11.0835	2.51	3.38	10355.91	3.62		249.15	vérifié
Appuis	x-x	8.691	2,01	3,06	8519.82	3.12	vérifié	242.37	vérifié
	y-y								

**g.3 Vérification de la flèche :**

Dans le cas des dalles de bâtiments courants dont le rapport des portées est compris entre 0,4 et 2,5 ; on peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,038 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2,072 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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



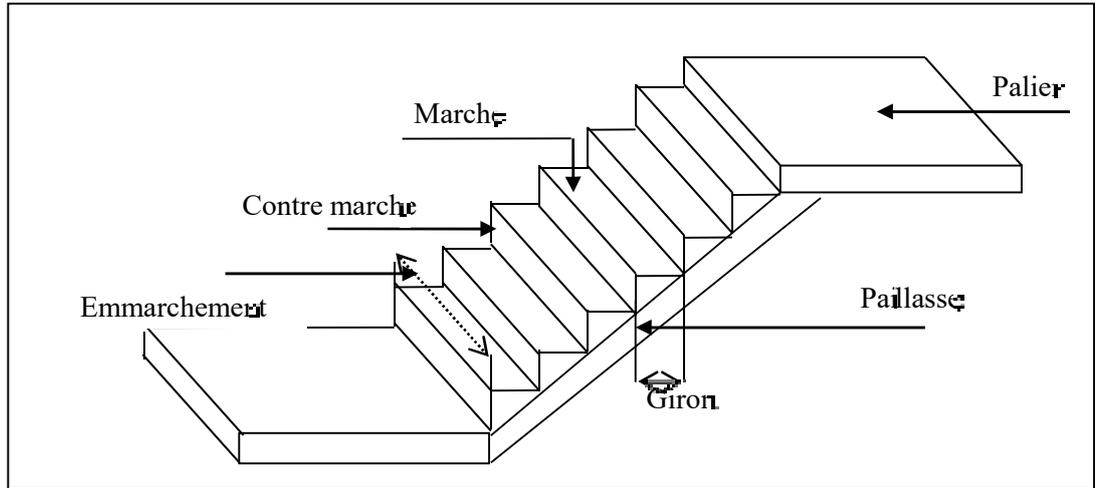
**Figure III. 14:** Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

**III.7 : Escalier**

**III.7.1 : Introduction**

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

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers.



III.7.2 : Escalier type 1 à deux volées :

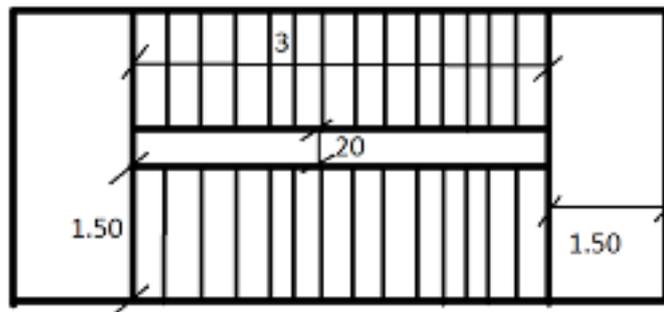


Figure III. 15: Dimensions de l'escalier.

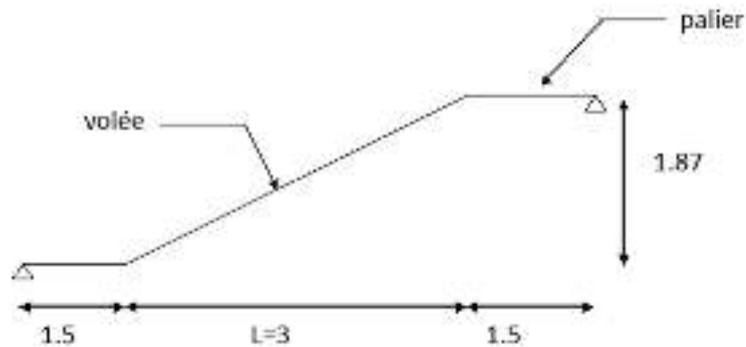


Figure III. 16: Schéma statique de la volée II.

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

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

- $2h+g=64$  ..... (1)
- $n \times h = H$  ..... (2)
- $(n-1)g=L$  ..... (3)

Avec :

- $n$  : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$  : Le nombre des marches

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

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

**Avec :**

- $n$  : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H = 187 \text{ cm} ; L = 3 \text{ cm}$$

$$64n^2 - n(64 + 374 + 300) + 374 = 0$$

$$64n^2 - 738n + 374 = 0$$

**Solution :**

- $n_1 = 0,53$  ..... refusée.
- $n_2 = 11$  ..... accepte

**Donc on prend :**

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

**Alors :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,87}{11} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{3}{10} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

**Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

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

**a. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.50 = \sqrt{(3)^2 + (1,87)^2} + 1.50 = 5.03 \text{ m}$$

Donc :

$$16.78 \leq e \leq 25.175 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur  $e=20\text{ cm}$

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

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

**b. Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.87}{3} = 0,623 \Rightarrow \alpha = 31.92^\circ$$

**III.7.2.1 : Evaluation des charges et surcharges :**

**Tableau III. 13:** Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	Palier (KN/ m <sup>2</sup> )	Paillasse (KN/ m <sup>2</sup> )
Poids de la dalle	25x0.15=3,75	25x0.2/cos(31.92)=5.89
Poids des marches	0.00	25x0.17/2=2.125
Mortier de pose vertical	0.00	0.60
Mortier de pose horizontal	20x0.02=0.44	20x0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22x0.02=0.44	22x0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	0.40
Garde-corps	0.00	1
Enduit en plâtre	0.02	0.36

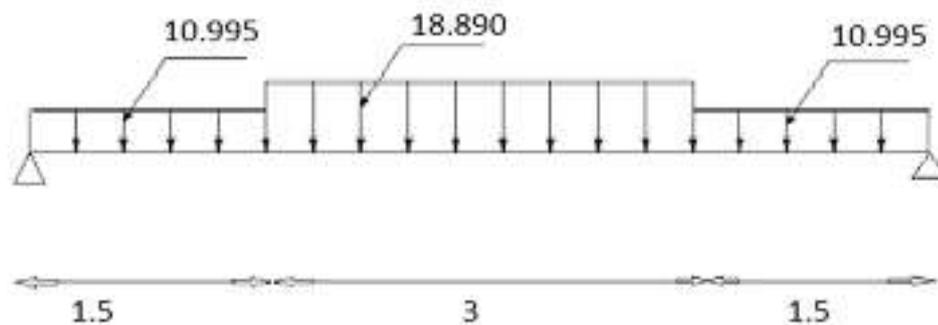
$$G_{\text{palier}} = 4.83\text{KN} / \text{m}^2 ; G_{\text{paillasse}} = 11.215 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{\text{escalier}} = 2.50\text{KN} / \text{m}^2$$

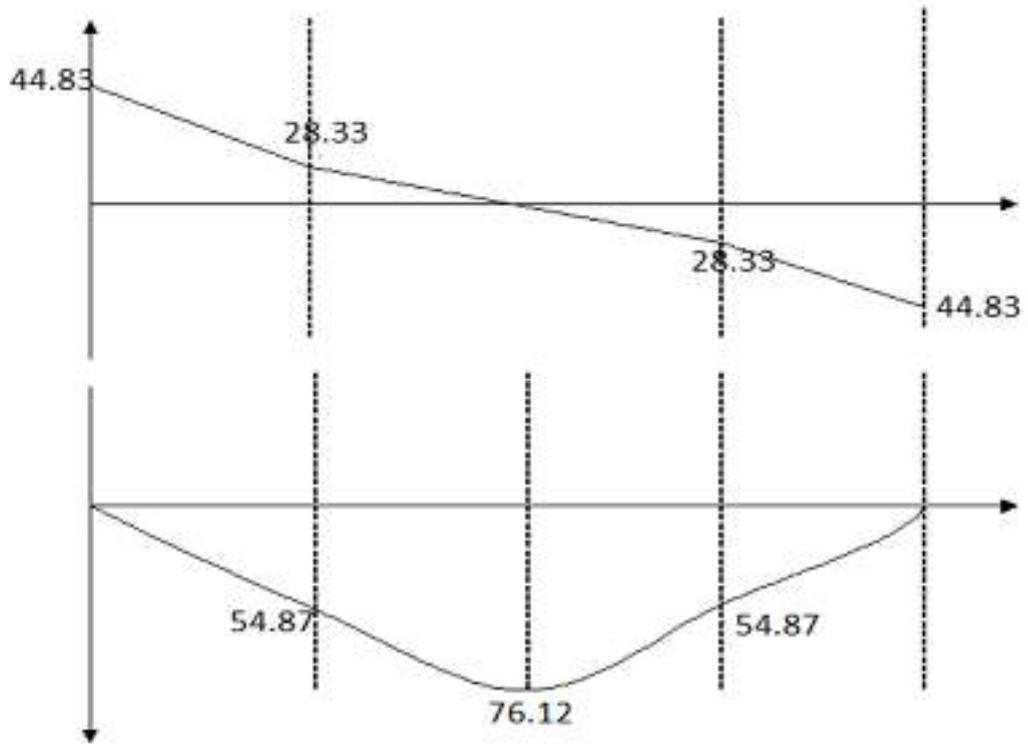
**III.7.2.2 : Calcul des sollicitations**

**Tableau III. 14:** Calcul des sollicitations

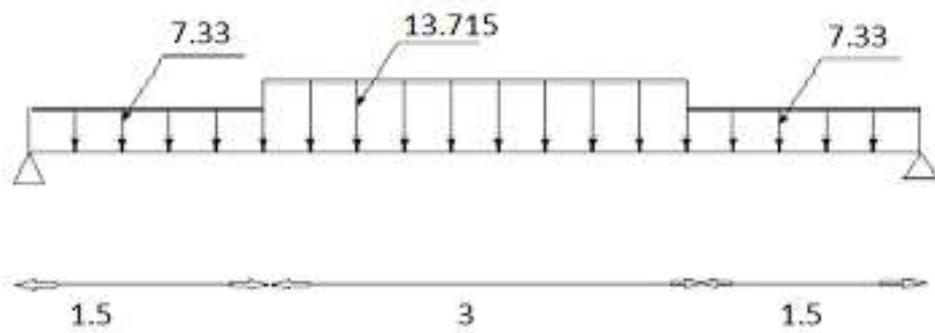
Combinaison	La volée (KN / m <sup>2</sup> )	Le palier (KN / m <sup>2</sup> )
ELU	18.890	10.995
ELS	13.715	7.33

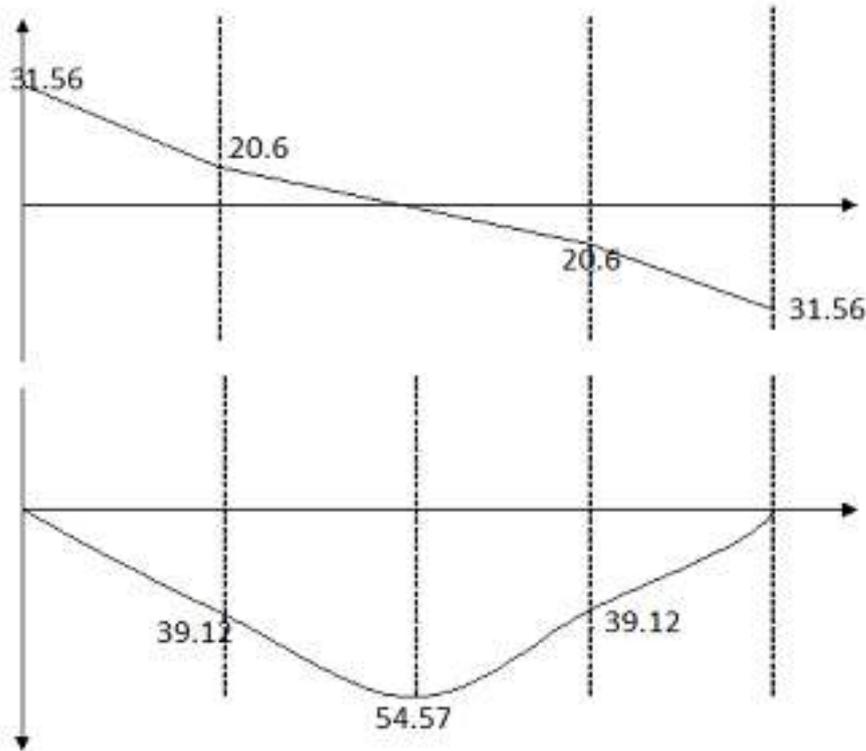
**III.7.2.3 : Schéma RDM de volée II**





Moment fléchissant a ELU





### Moment fléchissant a ELS

Figure III. 17: Schéma RDM de volée II.

#### III.7.2.4 : Ferrailage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=15cm

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$f_{c28} = 30MPa ; f_{bc} = 17MPa ; f_{t28} = 2,4MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13.5cm$$

$$\sigma_s = 435 MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=500MPa$$

➤ **ELU :**

**En appuis :**

$$M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 76.12 = 38.06 \text{KN.m}$$

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 76.12 = 64.702 \text{KN.m}$$

Tableau III. 15: Ferrailage de l'escalier.

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	38.06	0,123	Oui	0	0,165	126.09	6.93	7T12	7.92
Travée	64.702	0,209	Oui	0	0,295	119.07	12.49	12T12	13.57

**Espacement****▪ Armatures principales**

$$\text{En travée : } esp \leq \frac{100}{7} = 14 \text{ cm .}$$

$$\text{On prend : } esp = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui : } esp \leq \frac{100}{12} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } esp = 8 \text{ cm}$$

**▪ Armature de répartition**

$$\text{En travée : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.98 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3.96 \text{ cm}^2 / ml$$

Le choix est de 6T8=3.02cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=16cm

$$\text{Sur appui : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 6.785 \text{ cm}^2 / ml$$

Le choix est de 12T8=6.03cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=8cm

**III.7.2.5 : Vérification :****a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,490 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $A_s = 3.57 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,490 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

- **Sur appui :**  $A_s = 7.92 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,490 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

**b. Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible) [1]}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{44.83 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,33 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 44.83 \times 10^3 - \frac{67.12 \times 10^6}{0,9 \times 135} = -581.05 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,209 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- c. **Vérification à l'ELS :**

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

### c.1 Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

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

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=3\text{cm} ; d=13.5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

**En appuis :**

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 54,57 = 27,28 \text{ kN.m}$$

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 54,57 = 46,38 \text{ kN.m}$$

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

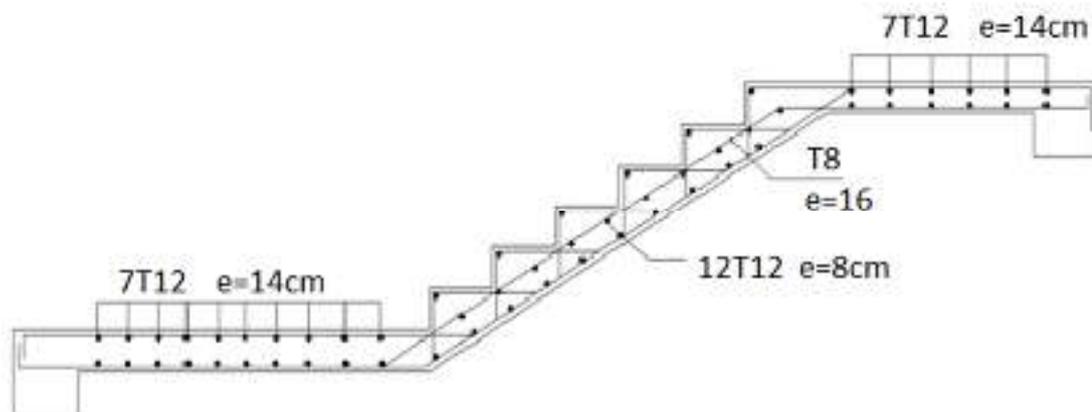
**Tableau III. 16:** Vérification de compression du béton.

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
<b>Appui</b>	27.28	7.92	4.35	12689.99	2.71	Vérifiée
<b>Travée</b>	46.38	13.57	5.093	18789.95	3.678	Vérifiée

**c.2 Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{600} = 0,025 \leq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0022 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,025 < 0,085 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



**Figure III. 18:** Schéma de ferrailage de volé II.

## CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone sismique

**IV.1 : Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

**IV.2 : Etude dynamique en zone sismique :****IV.2.1 : Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

**IV.2.2 : Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

**IV.2.3 : Caractéristique dynamiques propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " $A_i$ ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en ( $\omega^2$ ).

Les (n) solutions ( $\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ )

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modale Shape).

### **IV.3 : Modélisation de la structure :**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque années et qui est à notre porté : il s'agit du ETABS (version 16.2.1)

#### **IV.3.1 : Présentation du programme ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments.) ,Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

#### **IV.3.2 : Modélisation de rigidité :**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.
- A tout les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

**IV.3.3 : L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

**IV.3.4 : Modélisation de la masse :**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99 version2003 avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

**IV.3.5 : Conception du contreventement vertical :**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

**IV.4 : Etude sismique :****IV.4.1 : Stratégie du calcul sismique :**

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de

la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

### 1. La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

#### • Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

#### Zone III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

### 2. La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

#### • Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la reponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

### 3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogramme, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

#### IV.4.2 : Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

#### IV.4.3 : Analyse spectrale :

##### IV.4.3.1 : Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

##### IV.4.3.2 : Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

$$A = 0,25$$

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense).

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

**R=5** (4.A Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles).

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,5 \text{ s (site Meuble S3)}$$

**Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

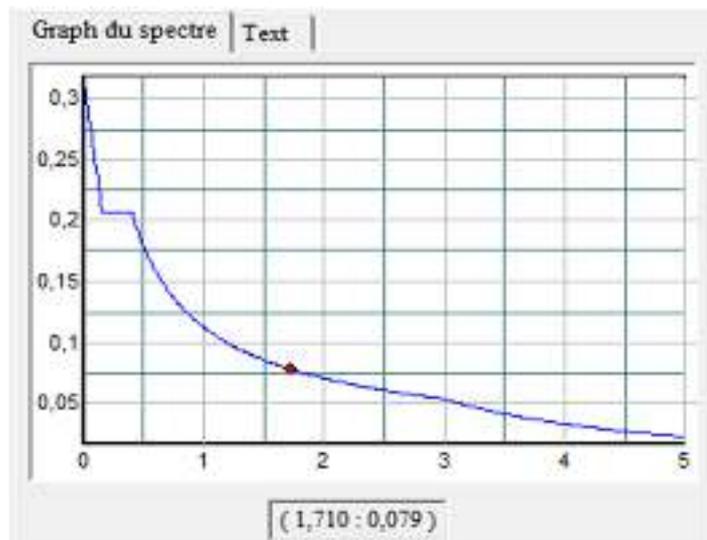
**Tableau IV. 1:**Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.00	Oui	0.00
Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.05.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.05.$$

**Représentation graphique du spectre de réponse :**

**Figure IV. 1:** Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminier

par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments ...) dont le rapport est de :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R}$$

Avec

$A = 0,25$ .

$R = 5$ .

$Q = 1,05$ .

$W$  : Poids total de la structure.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.2) [3]$$

$\eta = 0,8819$     $T_1 = 0,15$  s    $T_2 = 0,5$  s    $T = ?$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 41.82 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 38,4 \text{ m}$$

$$D_y = 33,00 \text{ m}$$

$$\rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (41,82)^{3/4} = 0,82 \text{ sec, dans les deux directions.}$$

$$\checkmark \quad \text{Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0,09 \frac{41,82}{\sqrt{38,4}} = 0,61 \text{ sec}$$

$$\checkmark \quad \text{Suivant la direction (y - y)} \quad T_y = 0,09 \frac{41,82}{\sqrt{33,00}} = 0,66 \text{ sec}$$

$$\text{Sens (x-x) : } T_x = \min (0.82 ; 0.61) = 0.61 \text{ sec}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_y = \min (0.82 ; 0.66) = 0.66 \text{ sec}$$

Calcul de D

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(x-x) : } T_2 < 0.61 < 3\text{s, } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \left(\frac{0,5}{0,61}\right)^{2/3} = 1,92 \\ \text{(y-y) : } T_2 < 0.66 < 3\text{s, } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \left(\frac{0,5}{0,66}\right)^{2/3} = 1,83 \end{array} \right.$$

Donc :

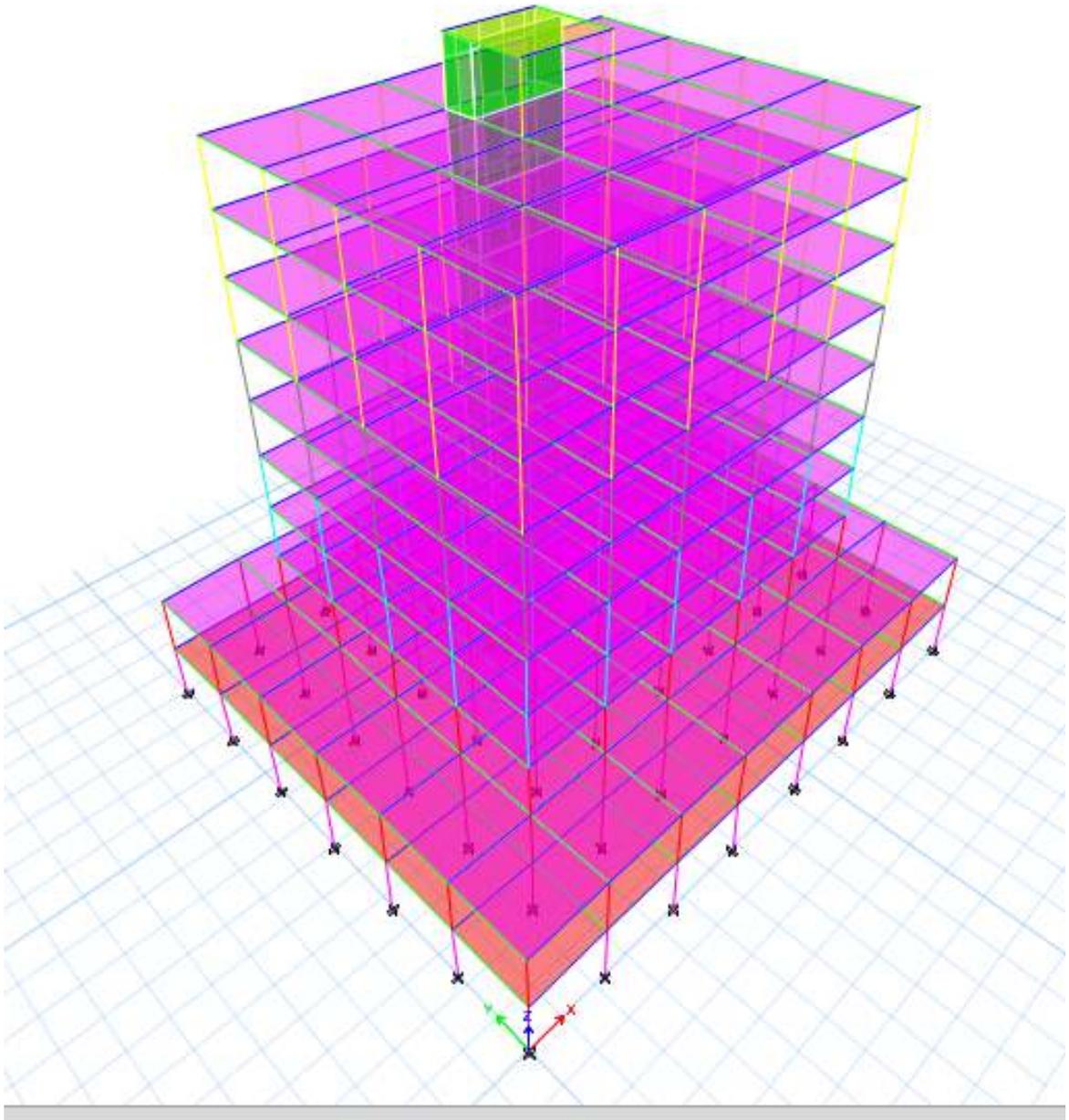
$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,92 \cdot 1,05}{5} W = 0,101 W$$

$$V_y = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,83 \cdot 1,05}{5} W = 0,100 W$$

#### IV.5 : Résultats de l'analyse sismique :

##### IV.5.1 : Modèle initial :

- Disposition des voiles :



**Figure IV. 2:** Vue en 3D du modèle initial.

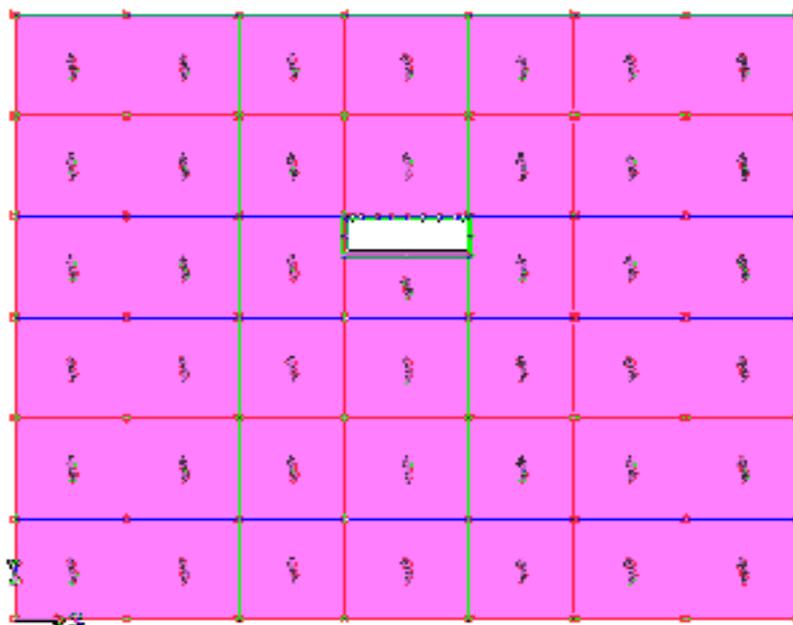


Figure IV. 3: Vue en 2D du modèle initial.

### Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 2: Participation massique du modèle initial.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	1,726	1,757E-06	<b>0,5685</b>	1,757E-06	0,5685
2	1,376	<b>0,1597</b>	1,822E-06	0,1597	0,5685
3	1,035	<b>0,3969</b>	7,424E-07	0,5566	0,5685
4	0,5	0,0291	0,0001	0,5857	0,5686
5	0,483	8,183E-06	0,2064	0,5857	0,775
6	0,338	0,0028	1,812E-06	0,5885	0,775
7	0,25	0,2339	5,949E-06	0,8224	0,775
8	0,24	0,0004	4,816E-05	0,8228	0,7751
9	0,233	1,028E-05	0,126	0,8228	0,9011
10	0,175	0,0007	0	0,8236	0,9011
11	0,14	1,26E-06	0,0473	0,8236	0,9484
12	0,136	0,0001	0	0,8236	0,9484
13	0,124	0,1172	5,801E-07	<b>0,9408</b>	<b>0,9484</b>

### Remarque :

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur.

### Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,726$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **13<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation X-X
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode rotation
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation

Dans le contexte de la rotation 2<sup>er</sup> mode de rotation qui nécessite l'ajoute de voiles pour ajuster la participation de la structure.

Les voiles ajoutés peuvent aider à contrôler la rotation et la distribution des forces dans la structure.

Pour réaliser l'architecture de notre structure, on est obligé d'utiliser le système de noyau central.

### 3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.  $R=3,5$

Donc :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,92 \cdot 1,05}{3,5} W = 0,144 W$$

$$V_y = \frac{A_y D_y Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,83 \cdot 1,05}{3,5} W = 0,137 W$$

#### 1-Modèle 1 :

- Disposition des voiles :

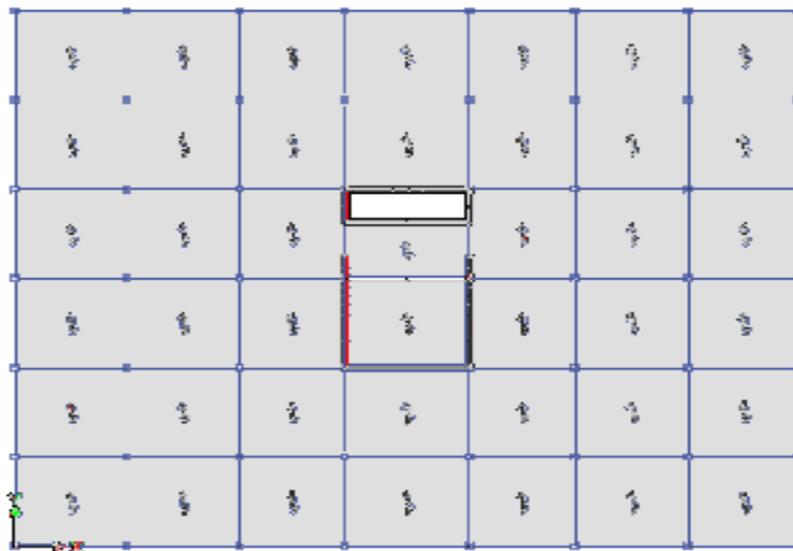


Figure IV.4 : Vue en 2D du modèle 1.

## a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 3: Participation massique du modèle 1.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	<b>0,761</b>	0,0043	<b>0,5862</b>	0,0043	0,5862
2	0,759	<b>0,5383</b>	0,0047	0,5426	0,5909
3	0,658	<b>0,0215</b>	<b>0</b>	0,5641	0,5909
4	0,256	0,0014	<b>0</b>	0,5655	0,5909
5	0,199	<b>0</b>	0,2443	0,5655	0,8352
6	0,172	0,2268	<b>0</b>	0,7923	0,8352
7	0,158	0,0391	<b>0</b>	0,8314	0,8352
8	0,102	<b>0</b>	0,1016	0,8314	0,9368
9	0,101	0,0018	<b>0</b>	0,8333	0,9368
10	0,083	0,1112	<b>0</b>	<b>0,9444</b>	<b>0,9368</b>
11	0,081	0,0001	<b>0</b>	0,9445	0,9368
12	0,068	0,0002	<b>0</b>	0,9447	0,9368

## Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,761$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation Y-Y
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation X-X
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation

## b- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 68033,96 \text{KN}$$

$$V_x = 9796,89 \text{KN} \Rightarrow 0,8V_x = 7837,51 \text{KN}$$

$$V_y = 9337,66 \text{KN} \Rightarrow 0,8V_y = 7470,13 \text{KN}$$

$$V_{tx} = 7664,18 \text{KN} \quad r_x = 1,02 \Rightarrow \text{non vérifier}$$

$$V_{ty} = 7913,13 \text{KN} \quad r_y = 0,94 \Rightarrow \text{vérifier}$$

Après la correction du spectre de réponse, on a trouvé les résultats suivants :

$$V_{tx} = 7838,16 \text{KN} \quad r_x = 1,00 \Rightarrow \text{vérifier}$$

**c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4:** Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveau	Spoteaux	$N_d$	u	$v_{RPA}$	Observations
RDC	50x50	2807,15	0,37	0,3	Non vérifiée
1 <sup>ème</sup> 2 <sup>ème</sup>	45x45	2432,23	0,40	0,3	Non vérifiée
3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	40x40	1793,14	0,37	0,3	Non vérifiée
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	35x35	1265,27	0,34	0,3	Non vérifiée
6 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	749,83	0,28	0,3	vérifiée

**Remarque :**

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le « **RPA99 version 2003** ». Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

**Tableau IV. 5:** nouvelle section des poteaux

Niveau	Spoteaux
RDC	60x60
1 <sup>ème</sup> 2 <sup>ème</sup>	55x55
3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	50x50
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	45x45
6 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	40x40

**IV.5.2 : Modèle final :****a-Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau IV. 6:** Participation massique du modèle final.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	0,74	4,727E-05	<b>0,5924</b>	4,727E-05	0,5924
2	0,721	<b>0,5287</b>	0,0001	0,5287	0,5924
3	0,646	<b>0,0389</b>	<b>0</b>	0,5676	0,5924
4	0,246	0,0016	0	0,5692	0,5924
5	0,196	0	0,2414	0,5692	0,8338
6	0,168	0,232	0	0,8012	0,8338
7	0,154	0,0314	0	0,8326	0,8338
8	0,101	0	0,1006	0,8326	0,9344
9	0,099	0,0018	0	0,8343	0,9344
10	0,083	0,1092	0	<b>0,9435</b>	<b>0,9344</b>
11	0,073	0	0	0,9435	0,9344
12	0,065	0	0,0293	0,9435	0,9636

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,74 \text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation Y-Y
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation X-X
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation

**b-Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 70894,65 \text{ KN}$$

$$V_x = 10208,83 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 8167,06 \text{ KN}$$

$$V_y = 9730,29 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 7784,23 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 8307,3951 \text{ KN} \quad r_x = 1,00 \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$V_{ty} = 8354,4739 \text{ KN} \quad r_y = 1,00 \Rightarrow \text{vérifier}$$

### c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

**Tableau IV. 7:** Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveau	S <sub>poteaux</sub>	N <sub>d</sub>	u	VRPA	Observations
RDC	60x60	2931,45	0,27	0,3	vérifiée
1 <sup>ème</sup> 2 <sup>ème</sup>	55x55	2543,92	0,28	0,3	vérifiée
3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	50x50	1879,02	0,25	0,3	vérifiée
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	45x45	1324,82	0,22	0,3	vérifiée
6 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	40x40	783,52	0,16	0,3	vérifiée

### Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA99 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :  $\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x$  et  $\delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$   
 $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$  et  $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

**Tableau IV. 8:** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final

Étage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
9	3,81	3,46	13,34	12,12	1,55	1,34	3,74	Vérifié
8	3,37	3,08	11,79	10,78	1,60	1,41	3,74	Vérifié
7	2,91	2,68	10,20	9,37	1,63	1,45	3,74	Vérifié
6	2,45	2,26	8,57	7,91	1,62	1,46	3,74	Vérifié
5	1,98	1,84	6,94	6,45	1,59	1,44	3,74	Vérifié
4	1,53	1,43	5,35	5,01	1,50	1,37	3,74	Vérifié
3	1,10	1,04	3,85	3,64	1,37	1,25	3,74	Vérifié
2	0,71	0,68	2,48	2,39	0,98	1,07	3,74	Vérifié
1	0,43	0,38	1,50	1,33	1,00	0,87	4,08	Vérifié
RDC	0,14	0,13	0,50	0,46	0,50	0,46	4,08	Vérifié

**Remarque :**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

**d-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$K$  :  $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 9:** Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final.

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy (KN)	Δx (m)	Δy (m)	Hk (m)	θx	θy	Condi-tion	Obser-vation
9	6701,51	2040,05	2021,38	0,004	0,004	3,74	0,0035	0,0035	0,1	vérifiée
8	11916,59	3232,33	3209,55	0,005	0,004	3,74	0,0049	0,0040	0,1	vérifiée
7	17245,90	4091,17	4113,82	0,005	0,004	3,74	0,0056	0,0045	0,1	vérifiée
6	22686,61	4788,74	4861,36	0,005	0,004	3,74	0,0063	0,0050	0,1	vérifiée
5	28127,31	5435,69	5513,03	0,005	0,004	3,74	0,0069	0,0055	0,1	vérifiée
4	33693,44	6022,54	6093,78	0,004	0,004	3,74	0,0060	0,0059	0,1	vérifiée
3	39259,56	6511,27	6605,58	0,004	0,004	3,74	0,0064	0,0064	0,1	vérifiée
2	44965,13	6906,57	7023,01	0,003	0,003	3,74	0,0052	0,0051	0,1	vérifiée
1	57707,62	7734,23	7828,15	0,003	0,002	4,08	0,0055	0,0036	0,1	vérifiée
RDC	70894,66	8307,40	8354,47	0,001	0,001	4,08	0,0021	0,0021	0,1	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'ou les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

**IV.6 : Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ( $=0.8*V_{(mse)}$ ) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales cet effort ( $0.8*V_{(mse)}$ ) représente l'effort tranchant minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre on considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.

**CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES  
ELEMENTS RESISTANTS**

### V.1. INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[3]** et le **RPA99 v 2003 [1]**.

### V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

#### V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

#### a. Situation durable :

**Béton:**  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$

**Acier:**  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$

#### b. Situation accidentelle:

**Béton:**  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=22.17\text{MPa}$

**Acier:**  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s=500\text{MPa}$

#### V.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Situation durable :  $1,35G+1,5Q$  et  $G+Q$

Situation accidentelle :  $G+Q+E$  et  $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1-  $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$

2-  $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

3-  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

**V.2.3. Recommandation selon RPA99 v 2003:**

D'après le RPA99 v 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

-  $0.9\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$       Zone courante (Z.C)

-  $0.9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$       Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

B : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de  $50\varnothing$  en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

**Situation accidentelle :**

Combinaison : **0.8G+E**

Tableau V. 1:Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ ).

Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s/\text{nap}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
60x60	1794,9	83,27	SEC	0	0	32.40
55x55	1593,14	65,68	SEC	0	0	27.23
50x50	1220,68	81,30	SEC	0	0	22.50
45x45	874,62	86,82	SEC	0	0	18.23
40x40	534,96	82,12	SEC	0	0	14.40

Tableau V. 2:Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{\min}, M_{\text{corr}}$ ).

Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s/\text{nap}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
60x60	95,80	24,15	SEC	0	0	32.40
55x55	38,04	63,58	SPC	0	2.05	27.23
50x50	233,34	47,45	SEC	0	0	22.50
45x45	155,081	41,61	SPC	0	0.4	18.23
40x40	39,96	58,76	SPC	0	2.79	14.40

Tableau V. 3:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr).

Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sup>max</sup> (kN)	N <sup>cor</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	101,74	256,95	SEC	0	0	32.40
55x55	97,98	133,68	SPC	0	2.42	27.23
50x50	109,29	1033,67	SEC	0	0	22.50
45x45	110,37	692,45	SEC	0	0	18.23
40x40	105,42	200,3716	SPC	0	3.92	14.40

Combinaison : G+Q+E

Tableau V. 4:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmax,Mcorr).

Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	2931,4	86,33	SEC	0	0	32.40
55x55	2543,92	72,14	SEC	0	0	27.23
50x50	1879,02	87,44	SEC	0	0	22.50
45x45	1324,82	94,08	SEC	0	0	18.23
40x40	783,52	90,19	SEC	0	0	14.40

Tableau V. 5:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmin,Mcorr).

Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	195,44	32,71	SEC	0	0	32.40
55x55	86,76	80,02	SPC	0	2.91	27.23
50x50	427,09	59,16	SEC	0	0	22.50
45x45	819,82	61,25	SEC	0	0	18.23
40x40	391,70	46,00	SEC	0	0	14.40

Tableau V. 6:Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr).

Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sup>max</sup> (kN)	N <sup>cor</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	103,53	467,14	SEC	0	0	32.40
55x55	150,89	205,79	SPC	0	3.81	27.23
50x50	117,02	1291,09	SEC	0	0	22.50
45x45	119,42	836,47	SEC	0	0	18.23
40x40	115,29	225,89	SPC	0	4.23	14.40

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux situation Durable (Nmax, M<sub>corr</sub>).

Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	3802,68	8,40	SEC	0	0	32.40
55x55	3274,17	17,80	SEC	0	0	27.23
50x50	2379,97	19,79	SEC	0	0	22.50
45x45	1663,19	23,56	SEC	0	0	18.23
40x40	975,16	26,58	SEC	0	0	14.40

Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux situation Durable (Nmin, M<sub>corr</sub>).

Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	309,01	23,82	SEC	0	0	32.40
55x55	138,15	81,66	SPC	0	2.04	27.23
50x50	764,69	39,17	SEC	0	0	22.50
45x45	493,91	39,59	SEC	0	0	18.23
40x40	641,22	71,29	SEC	0	0	14.40

Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux situation Durable (Mmax, N<sub>corr</sub>).

Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sup>max</sup> (kN)	N <sup>cor</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/nap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	50,66	568,58	SEC	0	0	32.40
55x55	167,07	266,42	SPC	0	4.64	27.23
50x50	84,72	1320,43	SEC	0	0	22.50
45x45	88,06	866,67	SEC	0	0	18.23
40x40	105,37	201,51	SPC	0	4.74	14.40

#### V.2.4. Choix des armatures :

Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.

SECTION [cm <sup>2</sup> ]	ARPA [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> /nap necc [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres	A <sub>s</sub> choisit [cm <sup>2</sup> ]
60x60	32.40	0	4T20+12T16	36.68
55x55	27.23	4.64	16T16	32.16
50x50	22.50	0	12T16	24.12
45x45	18.23	0.4	12T14	18.48
40x40	14.40	4.74	12T14	18.48

**V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (voir annexe), puis elles sont comparées aux contraintes limites :

**Béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = \boxed{18\text{MPa}}$$

**b. Acier :**

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}} :$$

Tableau V. 11:Vérification des contraintes pour les poteaux.

Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kNm)	M <sub>ser</sub> <sup>corr</sup> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
60x60	2734,92	6,03	105.2	250	7.02	18	Vérifiée
55x55	2358,78	12,67	111.4	250	7.46	18	Vérifiée
50x50	1719,26	14,21	101.5	250	6.82	18	Vérifiée
45x45	1202,88	16,92	93.9	250	6.36	18	Vérifiée
40x40	707,47	19,09	78	250	5.38	18	Vérifiée

Tableau V. 12:Vérification des contraintes pour les poteaux.

Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> <sup>min</sup> (kNm)	M <sub>ser</sub> <sup>corr</sup> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
60x60	221,2	16,92	13.5	250	0.93	18	Vérifiée
55x55	98,39	57,91	76.6	250	2.76	18	Vérifiée
50x50	554,9	28,17	45.2	250	3.12	18	Vérifiée
45x45	358,7	28,48	44.9	250	3.16	18	Vérifiée
40x40	79,73	41,93	140.7	250	4.98	18	Vérifiée

Tableau V. 13:Vérification des contraintes pour les poteaux.

Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kNm)	N <sub>ser</sub> <sup>cor</sup> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
-----------------------------	---------------------------------------	--------------------------------------	----------------------	-----------------------	-----------------------	------------------------	--------------

60x60	35,90	405,31	26.1	250	1.81	18	Vérifiée
55x55	118,47	189,43	161.8	250	5.64	18	Vérifiée
50x50	60,78	956,05	84.2	250	5.85	18	Vérifiée
45x45	63,21	628,37	88.7	250	6.3	18	Vérifiée
40x40	76,46	146,69	235.6	250	8.57	18	Vérifiée

### V.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

#### V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant à l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

#### Selon le BAEL 91 modifié 99 [3] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

#### Selon le RPA99 v 2003 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élançement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élançement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

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

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
60x60	48,08	0,15	16,49	0.075	2.25	3	Vérifiée
55x55	81,36	0,30	17,99	0.075	2.25	3	Vérifiée
50x50	63,17	0,28	18,14	0.075	2.25	3	Vérifiée
45x45	65,49	0,36	20,15	0.075	2.25	3	Vérifiée
40x40	69,17	0,48	22,67	0.075	2.25	3	Vérifiée

### V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 v 2003**; elles sont données comme suit :

**Selon le RPA99 v 2003:**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_{e_t}}$$

Avec :

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.

f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ<sub>g</sub> : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c=500\text{MPa}$  (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 15:Espacements maximales selon RPA99.

Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
60x60	4T20+12T16	16	10	15
55x55	16T16	16	10	15
50x50	12T16	16	10	15
45x45	12T14	14	10	15
40x40	12T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

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

Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
60x60	2.86	4,72	3,75	48,08	N	10	0,60	8T8	4,02
					C	15	0,90	8T8	4,02
55x55	2.86	5.19	2,5	81,36	N	10	0,74	8T8	4,02
					C	15	1,11	8T8	4,02
50x50	2.62	5.24	2,5	63,17	N	10	0,63	6T8	3,02
					C	15	0,95	6T8	3,02
45x45	2.62	5.82	2,5	65,49	N	10	0,73	6T8	3,02
					C	15	1,09	6T8	3,02
40x40	2.62	6.55	2,5	69,17	N	10	0,86	4T8	2,01
					C	15	1,30	4T8	2,01

**Longueur de recouvrement :**

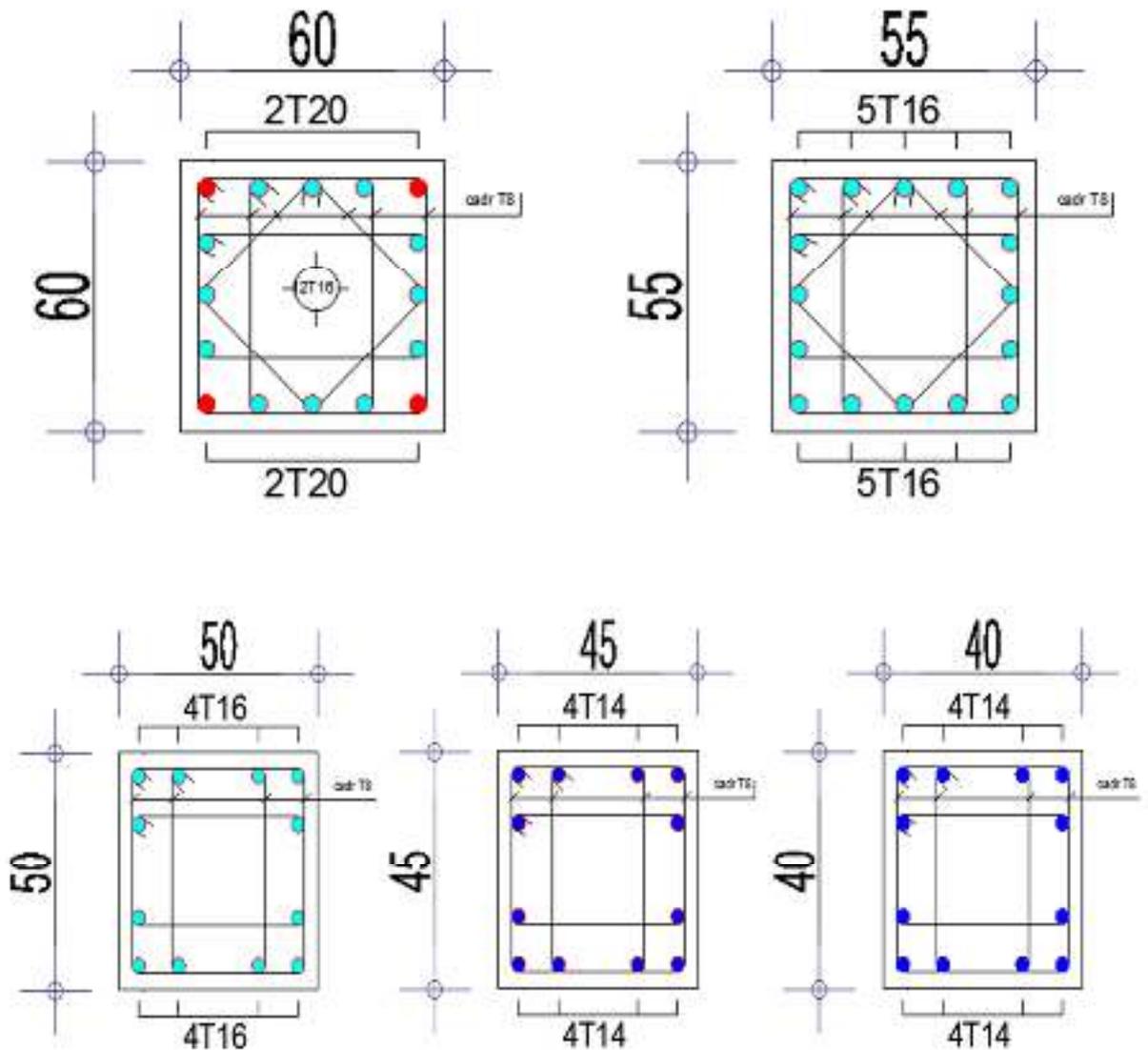
La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_l$  en **zone III**.

Pour :

$\phi = 20\text{mm}$ ..... $L_r = 100\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ ..... $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ ..... $L_r = 70\text{cm}$



**Figure V.1: Schéma de ferrailles des poteaux.**

**V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :**

**V.3.1.Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

**V.3.2. Les combinaisons de charges :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :

E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q$

E.L.S :  $G + Q$

Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 ":

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

**V.3.3.Recommandation du rpa99 version 2003 :**

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

➤  $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.

➤  $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

➤ La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0.003 St. L$ .

L : longueur de la poutre.

$S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12 \varphi \right]$  (Zone nodale).

$S_t \leq \frac{h}{2}$  (Zone courante).

h : hauteur de la poutre.

$\varphi$  : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.

Acier :  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435$  MPa.

➤ Situation accidentelle :

Béton :  $\gamma_b = 1.15$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 22.23$  MPa.

Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500$  MPa.

### V.3.4.Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETABS**.

On dispose un seul type de poutre :

Poutre porteuse 30x45 (cm)

Poutre non porteuse 30x40 (cm)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

#### Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

$A_s$  : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

$A'_s$  : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

➤ **Poutre porteuse (30x 45)**

**a. Situation durable 1,35G+1,5Q :**

Tableau V. 17:Ferrailage des poutres porteuses (Situation Durable).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{\max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
30x 45	Travée	136,45	6,77	0	6.75
	Appui	-201,08	10,25	0	6.75

**b. Situation accidentelle  $G+Q\pm E$  :**

Tableau V. 18:Ferrailage des poutres porteuses (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x 45	Travée	100,52	4,92	0	6.75
	Appui	-252,01	13,61	0	6.75

**c. Situation accidentelle  $0.8G\pm E$  :**

Tableau V. 19:Ferrailage des Poutres porteuse (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x 45	Travée	93,82	4,58	0	6.75
	Appui	-200,62	10,22	0	6.75

➤ **Poutre non porteuse (30x40)**

**a. Situation durable  $1,35G+1,5Q$  :**

Tableau V. 20::Ferrailage des poutres non porteuses (Situation Durable).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	60,49	3,32	0	6
	Appui	-78,63	4,36	0	6

**b. Situation accidentelle  $G+Q\pm E$  :**

Tableau V. 21:Ferraillage des poutres non porteuses (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	92,85	5,18	0	6
	Appui	-109,73	6,18	0	6

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 22:Ferraillage des Poutres non porteuse (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	55,29	3,03	0	6
	Appui	-56,74	3,11	0	6

●Choix des armatures :

Poutre porteuse (30x50) :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 23:Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sup>min</sup> <sub>sRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sup>adps</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	6.75	6,77	3T16+3T14	10,65
	Appuis		13,61	3T20+3T16	15.45

Tableau V. 24:: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_{sRPA}^{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_{adps}$ (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	6	5,18	3T14+3T12	8.01
	Appuis		6,18	3T14+3T12	8.01

**V.3.5. Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; F_e=500\text{MPa}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Poutre 30x45	9,24	1,34	Vérifiée
Poutre 30x40	8.01	1,19	Vérifiée

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

**V.3.6.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$  ,  $N_{ser}$ ) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

**Béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = \boxed{18\text{MPa}}$$

**b. Acier :**

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M^{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}}$$

**Poutres porteuses (30x 45)**

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

Poutre p	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>-bc</sub> (MPa)	Vérification	δs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	96,67	10,65	7.69	18	ok	235.19	250	ok
Appuis	-142,31	15.45	11.24	18	ok	245.23	250	ok

**Poutres non porteuses (30x 40)**

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

Poutre S	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>-bc</sub> (MPa)	Vérification	δs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	42,80	8.01	5,02	18	ok	138.20	250	ok
Appuis	-55,79	8.01	6,83	18	ok	206,50	250	ok

**V.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

T<sub>u</sub> : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = \boxed{3\text{MPa}} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> max (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL add (MPa)	Vérification
Poutre 30x45	191,45	1,58	3	Ok
Poutre 30x40	107,13	0,85	3	Ok

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f<sub>e</sub>=500 MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 29: Calcul des armatures transversales

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL S <sub>t</sub> (cm)	Ø <sub>1</sub> mm	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup>		A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>BAEL</sup> cm <sup>2</sup>	Choix
					S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
Poutre 30x45	191,45	1,58	40	20 et 14	11.25	25	10	15	1.12	0.52	4T8
Poutre 30x40	107,13	0,85	36	16 et 14	10	20	10	15	0.9	0.97	4T8

**V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement On a :

Ø=20mm ..... L<sub>r</sub>=100cm

Ø=16mm ..... L<sub>r</sub>=80cm

Ø=14mm ..... L<sub>r</sub>=70cm

**V.3.10. Vérification de la flèche :**

Flèche totale : Δf<sub>T</sub> = f<sub>v</sub> - f<sub>i</sub> ≤ f̄ .

Tel que : f1 =  $\frac{L}{1000} + 0.5 = 1.10\text{cm} \Rightarrow L = 6 > 5m$

f2 =  $\frac{L}{1000} + 0.5 = 1.04\text{cm} \Rightarrow L = 5,4 > 5m$

f<sub>i</sub>: La flèche due aux charges instantanées.

f<sub>v</sub>: La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> :**

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \text{ Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

Tableau V. 30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> KNm	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>v</sub> (mm)	Δft(mm)	f̄ (mm)
30x45	6	96,67	10,65	11.61	22.61	10.98	11.0
30x40	5.4	42,80	8.01	4.83	10.88	5.44	10.4

APPUIS

TRAVEE

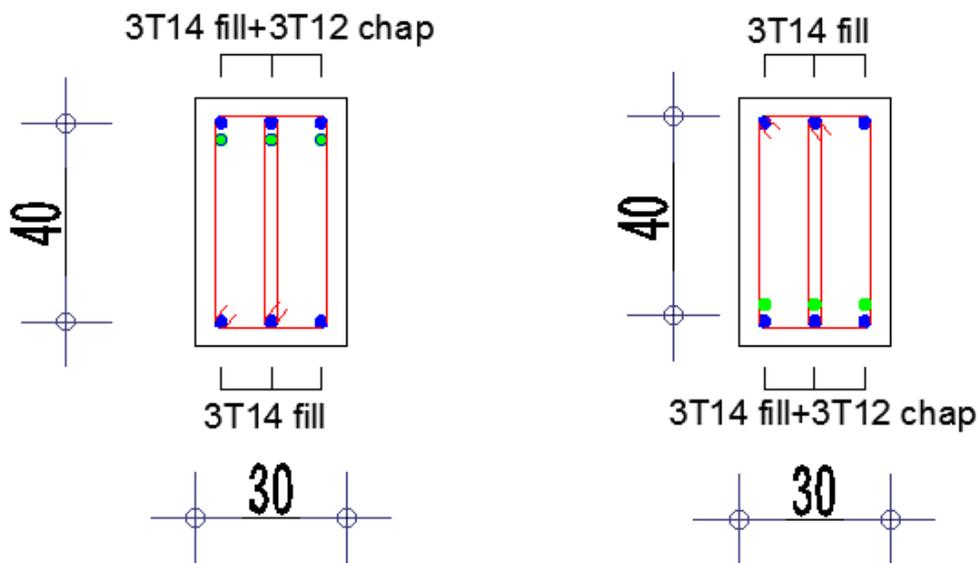


Figure V.2: Schéma de ferrailages des Poutres 30x40.

# APPUIS

# TRAVÉE

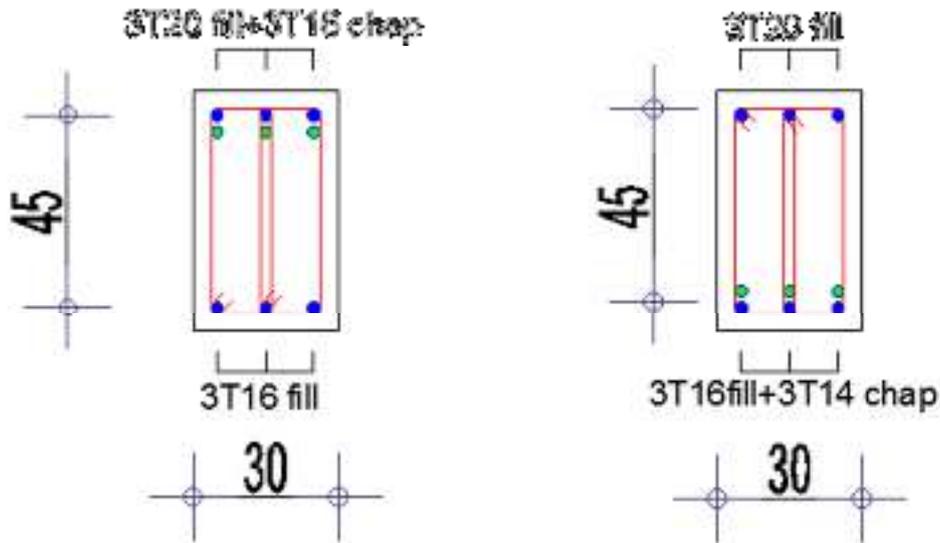


Figure V.3: Schéma de ferrailages des Poutres 30x45.

## V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

### V.4.1. GENERALITES :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;

En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).

De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ,a leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

#### V.4.2. Méthode des constraints:

##### Principe des calculs :

##### a. Acier verticaux :

##### Cas 1 :

$\sigma_1, \sigma_2 < 0 \Rightarrow$  SEC : Donc on ferraille pour la section minimal dans la RPA.

$$A_{smin} = 0.2\%L.e$$

##### Cas 2 :

$\sigma_1, \sigma_2 > 0 \Rightarrow$  SET : En calculer le volume des contraintes de traction  $F_t$

Et calculer la section des armatures verticales.  $A_v = \frac{F_t}{F_e}$

$-A_v < A_{min} = 0.2\%. e.l$  on ferraille avec la section minimale

$-A_v > A_{\min}$  : on ferrailer avec  $A_v$

### Cas 3 :

$\sigma_1, \sigma_2$  : sont de signe différent => SPC

On calcule les contraintes pour la zone tendue

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e.l^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e.l^2}$$

**Avec :**

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

S : section transversale du voile

e : épaisseur de voiles

l : longueur de voile

### b. Aciers horizontale :

On calcule :

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot s_t}{0.8(0.8)f_e}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{h\min} = 0.15\% \cdot e \cdot l$$

**Avec :**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u, d = 0.9l$$

$V_u$  : Effort tranchant

a : épaisseur de voile

L : longueur de voile

St : espacement maximale

$$A_h \geq \max(A_{h1}, A_{h2}, A_{h\min})$$

### c. Armatures de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

### d. vérification de contraintes de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 22.17 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification :  $|\sigma_c| < |\sigma_{bc}|$

e. vérification de contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{ub} = 0.2f_{c28} = 6 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification :  $\tau_u < \bar{\tau}_{ub}$

V.4.2.1. Exemple de calcul (voile VY1) :

Soit le voile de longueur  $L = 6 \text{ m}$ ,  $a = 0,2 \text{ m}$  (épaisseur)  $S = 1.2 \text{ m}^2$

$N = -2239,39 \text{ KN}$  ;  $M = 11038,51 \text{ KN.m}$  ;  $V_u = 2063,29 \text{ KN}$

a. Armature verticales :

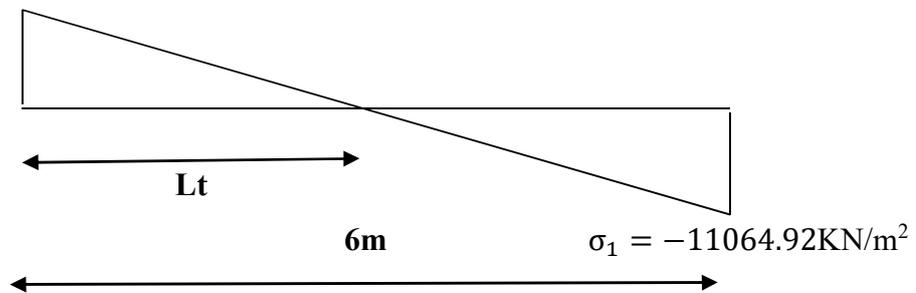
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e.l^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e.l^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-2239,39}{1.2} - \frac{6 \cdot 11038,51}{0.2 \cdot 6^2} \\ \sigma_2 = \frac{-2239,39}{1.2} + \frac{6 \cdot 11038,51}{0.2 \cdot 6^2} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = -11064,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 7332,60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 7332.60 \text{ KN/m}^2$$



$$L_T = \frac{L}{\left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| + 1} = 2.93 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_2 \cdot l_t \cdot e}{2} = 1753.51 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad A_V = \frac{F_T}{f_e} = \frac{1753.51 \cdot 10^3}{500 \cdot 10} = 35.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.2\% \cdot e \cdot l_t = 11.72 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :  $2 \cdot 19T12 \Rightarrow A_s = 42.94 \text{ cm}^2$

Vérification d'espacement :  $esp = \frac{293}{15} = 15.42 \text{ cm}$

$S_t \leq (1.5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$

**b. armature horizontal :**

$$\bar{V} = 1.4V_u = 2888.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a.d} = \frac{2888.61}{0.2(0.9 \times 6)} = 2.67 \text{ Mpa}$$

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot a \cdot s_t}{0.8(0.8)f_e} = \frac{2.67 \times 200 \times 150}{0.8(500 \times 0.8)} = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3}(A_v) = \frac{2}{3}(42.94) = 28.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 6 = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max\{A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin}\} = 28.33 \text{ cm}^2$$

Soit :  $2 \times 24T10 = 37.79 \implies S_t = 15 \text{ cm}$

**c. armature de joint de bétonnage :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u \implies \bar{V} = 2888.61 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{2888.61 \times 10^3}{500} = 63.54 \text{ cm}^2$$

$A_{vj} = 63.54 \text{ cm}^2 \implies$  cette quantité d acier sera ajouté le long des joint de reprise de coulage

**d. vérification de contraint de compression :**

$$|\sigma_1| = \sigma_c = 11.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 22.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} > \sigma_c \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**e. vérification de la contraint de cisaillement :**

$$\tau_u = 2.67 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 6 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

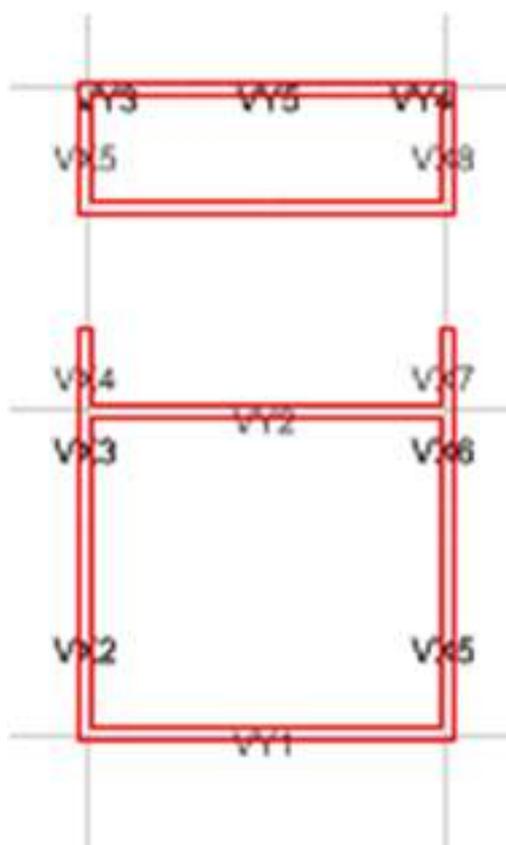


Figure V.4: schéma Disposition des voiles

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zone I : RDC+1<sup>er</sup>+2<sup>eme</sup> étage

Zone II : 3<sup>eme</sup>+4<sup>eme</sup>+5<sup>eme</sup>étage.

Zone III : 6<sup>eme</sup> +7<sup>eme</sup> +8<sup>eme</sup> +9<sup>eme</sup> étage.

### 1. Armateur vertical :

- Voiles (VY1/2) : L= 6 m ; e= 0.2m

Tableau V. 31:Calcul des armatures vertical VY1/2

Zone	N(KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	es p	As adopté es (cm <sup>2</sup> )
I	-2239,3	-11038,5	-11064,83	7332,67	2,39	1753,54	35,07	2*19T12	15	42.49
II	-2624,6	7572,01	-8497,18	4122,84	1,96	808,14	16,16	2*13T12	15	29.38
III	-1758,5	4551,11	-5258,01	2327,18	1,84	428,39	8,57	2*12T12	15	27.12

- Voiles (VY3/4) : L= 1 m ; e= 0.2m

Tableau V. 32: Calcul des armatures vertical VY3/4

Zone	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	-1523,8	505,83	-22793,90	7555,90	0,25	188,11	3,76	2*3T14	12	9,24
II	-268,23	376,03	-12622,05	9939,75	0,44	437,90	8,76	2*3T14	15	9,24
III	-67,05	317,34	-9855,45	9184,95	0,48	443,08	8,86	2*3T14	15	9,24

- Voiles (VX1/8/4/7) : L= 2 m ; e= 0.2m

Tableau V. 33: Calcul des armatures vertical VX1/8/4/7

Zone	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	-402,73	1851,70	-14894,58	12880,93	0,93	1194,71	23,89	2*6T16	15	24.12
II	-1440,7	954,8	-10762,75	3559,25	0,50	176,91	3,54	2*4T12	15	9.04
III	-863,66	745,24	-7748,45	3430,15	0,61	210,51	4,21	2*4T12	15	9.04

- Voiles (VY5/VX3/6/2/5) : L= 1.5m ; e= 0.2m

Tableau V. 34: Calcul des armatures vertical VY5/VX3/6/2/5

Zone	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	-4077,7	3584,87	-61390,60	34205,93	0,54	1835,91	36,72	2*6T20	10	37.68
II	-3105,8	2444,71	-42948,80	22243,47	0,51	1138,41	22,77	2*6T16	10	24.12
III	-1560,3	1273,97	-22187,27	11785,27	0,52	613,26	12,27	2*6T12	10	13.56

## 2. Armatures de joint de bétonnage :

Voiles (VY1/2) : L= 6 m ; e= 0.2m

Tableau V. 35: Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1/2

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	2063,29	2888,61	63,55	2*30T12	15	67.8
II	1606,27	2248,78	49,47	2*30T12	15	67.8
III	1082,34	1515,28	33,34	2*30T12	15	67.8

Voiles (VY3/4) :  $L= 1 \text{ m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

Tableau V. 36:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY3/4

Zone	$V_u(\text{KN})$	$\tilde{V}_u (\text{KN})$	$A_s (\text{cm}^2)$	choix d'armatures	esp	$A_s$ adoptées ( $\text{cm}^2$ )
I	388,87	544,42	11,98	2*7T12	15	15.82
II	287,91	403,07	8,87	2*7T12	15	15.82
III	211,13	295,58	6,50	2*7T12	15	15.82

Voiles (VX1/8/4/7) :  $L= 2 \text{ m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

Tableau V. 37:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1/8/4/7

Zone	$V_u(\text{KN})$	$\tilde{V}_u (\text{KN})$	$A_s (\text{cm}^2)$	choix d'armatures	esp	$A_s$ adoptées ( $\text{cm}^2$ )
I	700,30	980,42	21,57	2*14T12	15	31.64
II	467,71	654,79	14,41	2*14T12	15	31.64
III	393,83	551,36	12,13	2*14T12	15	31.64

Voiles (VY5/VX3/6/2/5) :  $L= 1.5\text{m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

Tableau V. 38:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY5/VX3/6/2/5

Zone	$V_u(\text{KN})$	$\tilde{V}_u (\text{KN})$	$A_s (\text{cm}^2)$	choix d'armatures	esp	$A_s$ adoptées ( $\text{cm}^2$ )
I	1865,0	2611,00	57,44	2*10T20	15	62.8
II	1638,55	2293,97	50,47	2*10T20	15	62.8
III	1076,88	1507,63	33,17	2*10T16	15	40.2

## 3. Armature horizontale :

Tableau V. 39: Calcul des Armature horizontale VY1/2

Zone	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatu res	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	2,51	28,47	18,00	28,47	2*24T10	15	37,44
II	1,95	19,68	18,00	19,68	2*14T10	20	21,48
III	1,32	18,17	18,00	18,17	2*14T10	20	21,48

Tableau V. 40: Calcul des Armature horizontale VY3/4

Zone	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatu res	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	2,84	6,19	3,00	6,19	2*24T10	15	37,44
II	2,10	6,19	3,00	6,19	2*14T10	20	21,48
III	1,54	6,19	3,00	6,19	2*14T10	20	21,48

Tableau V. 41: Calcul des Armature horizontale VX1/8/4/7

Zone	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatu res	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	2,55	16,16	6,00	16,16	2*24T10	15	37,44
II	1,71	6,06	6,00	6,06	2*14T10	20	21,48
III	1,44	6,06	6,00	6,06	2*14T10	20	21,48

Tableau V. 42: Calcul des Armature horizontale VY5/VX3/6/2/5

Zone	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatu res	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	9,07	25,25	4,50	25,25	2*24T10	15	37,44
II	7,97	16,16	4,50	16,16	2*14T10	20	21,48
III	5,23	9,09	4,50	9,09	2*14T10	20	21,48

4. Vérification des contraint de compression et cisaillement :

Tableau V. 43:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY1/2

Zone	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
I	7,33	22,17	vérifier	2,67	6	vérifier
II	4,12	22,17	vérifier	2,08	6	vérifier
III	2,33	22,17	vérifier	1,40	6	vérifier

Tableau V. 44::Vérification des contraint de compression et cisaillement VY3/4

Zone	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
I	7,56	22,17	vérifier	3,02	6	vérifier
II	9,94	22,17	vérifier	2,24	6	vérifier
III	9,18	22,17	vérifier	1,64	6	vérifier

Tableau V. 45:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1/8/4/7

Zone	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
I	12,88	22,17	vérifier	2,72	6	vérifier
II	3,56	22,17	vérifier	1,82	6	vérifier
III	3,43	22,17	vérifier	1,53	6	vérifier

Tableau V. 46:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY5/VX3/6/2/5

Zone	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
I	3,40	22,17	vérifier	4,84	6	vérifier
II	2,22	22,17	vérifier	4,25	6	vérifier
III	1,11	22,17	vérifier	2,79	6	vérifier

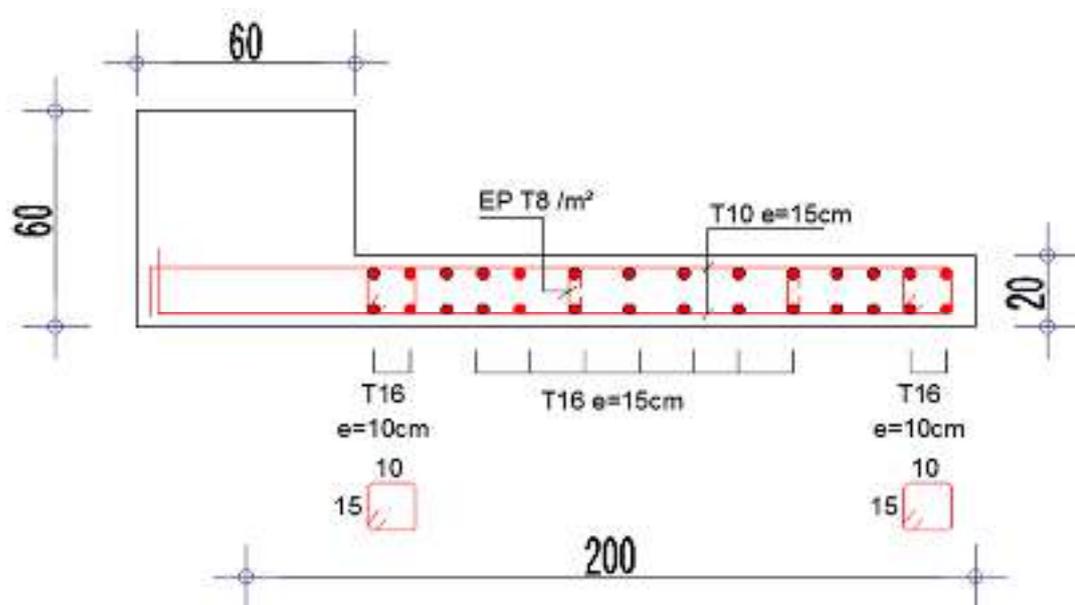


Figure V.5: Schéma exemple de ferrailages voiles VX1/8/4/7 Zon I

# **CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRA STRUCTURE**

**VI.1. INTRODUCTION :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituées donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Au début on s'attendait à avoir deux types de fondation (un pour chaque bloc).

**VI.2.FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

**VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :**

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

**VI.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS :**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

- Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

**VI.5.CALCUL DES FONDATIONS :**

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

**VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:****VI.6.1. Semelles Isolées :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B  $\Rightarrow S=A^2$

Avec :  $A = B = \sqrt{S}$

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol};=1.5 \text{ bar}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

Effort normal revenant au sous sol :

$$N_{\text{sous sol}} = 4085,81 \text{ KN}$$

$$D'où S \geq \frac{4085,81}{150} \Rightarrow S = 27,24 \text{ m}^2$$

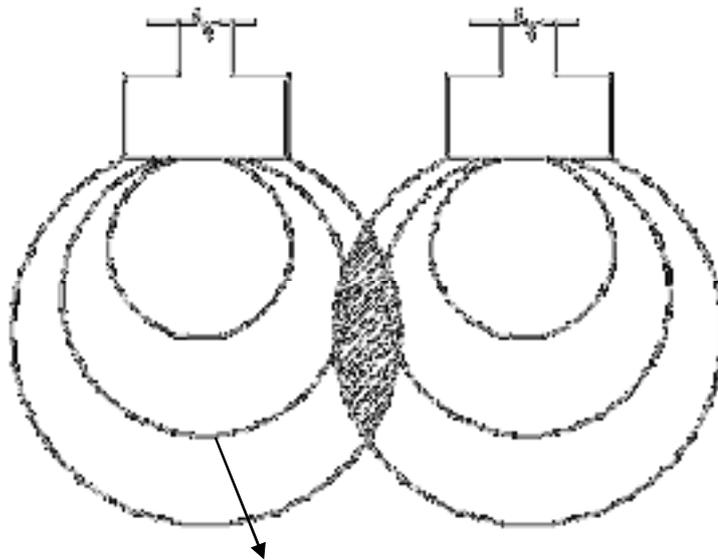
$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{27,24} = 5,22 \Rightarrow B = 5,50 \text{ m}$$

**Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 5,10 \text{ m} < 1,5xB = 8,25 \text{ m} \dots\dots$ non vérifie



Risque de cisaillement du sol

**Figure VI.1 :** l'effet de cisaillement du sol.

### **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des bulbes de pression qui peut provoquer un cisaillement du sol, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### **VI.6.2. Semelles filantes**

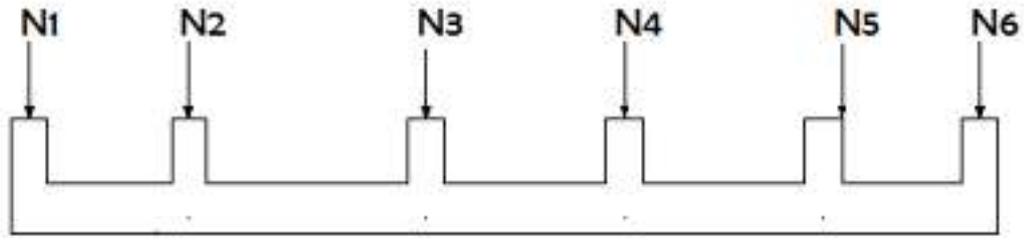


Figure VI.2 : Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S(m <sup>2</sup> )
A	4667,31	32,4	0,96	1	32,4
B	12749,00	32,4	2,62	3	97,2
C	15360,04	32,4	3,16	3,5	113,4
D	20526,24	32,4	4,22	4,5	145,8
F	20515,25	32,4	4,22	4,5	145,8
E	15361,28	32,4	3,16	3,2	103,68
G	12749,65	32,4	2,62	3	97,2
H	4667,41	32,4	0,96	1	32,4
1	5460,27	37,8	0,96	1	37,8
7	5458,03	37,8	0,96	1	37,8
S total =					843,48

➤ Vérification :

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface

Totale des semelles vaut :  $S_{\text{semelles}} = 843,48 \text{ m}^2$

$S_{\text{bâtiment}} = 1253,29 \text{ m}^2$  (calculer par AUTOCAD)

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{843,48}{1253,29} = 67,35\% > 50\% \text{ Non vérifier.}$$

➤ **Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :**

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 2xB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a  $L_{\min} = 5.10 \text{ m} < 2xB = 6,4 \text{ m} \dots\dots\dots$ non vérifie.

**Conclusion :**

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige à opter pour un choix du radier générale.

**VI.6.3. Radier Générale:**

**Introduction :**

Un radier est une dalle pleine constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier général et l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

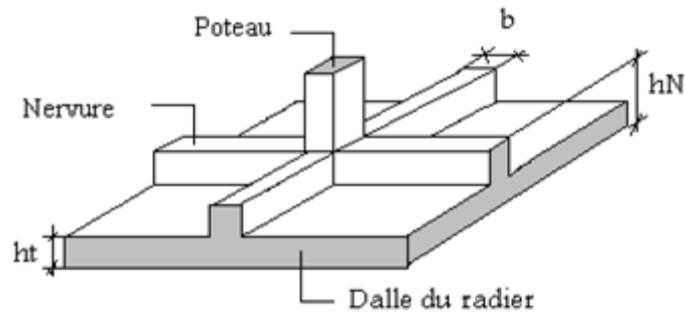


Figure VI.3: Radier.

### VI.6.3.1. Pré dimensionnement de radier nervuré :

#### 1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 600 - 60 = 540 \text{ cm} \dots \dots \dots h_1 = 27 \text{ cm}$$

On prend: **h=40 cm.**

#### 2. Nervure:

##### a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$b = 60 \text{ cm}$  dans les deux sens (x-x et y-y).

##### b. La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 540 \text{ cm}$

$\Rightarrow 36 \text{ cm} < h_{N1} < 54 \text{ cm}$  On prend :  $h_{N1} = 50 \text{ cm}$ .

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  Avec :  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$  [5]

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module de Young (prendre en moyenne  $E=20000\text{MPa}$ ).

b: Largeur de la semelle ( $b=5.40\text{ m}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4[\text{kg/cm}^3]$ .

I : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b \times L_{\max}^4}{\pi^4 \times E \times bn}} \rightarrow I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,40 \times 4 \times 5,40^4}{\pi^4 \times 20000 \times 0,60}}$$

Donc :  $h_t \geq 0.91\text{ m}$  donc :  $h_n=1,00\text{ m}$

A partir de ces conditions précédentes on prend :

La dalle :  $h_d = 40\text{ cm}$

La nervure:  $(bxh) = (60 \times 100)\text{ cm}^2$

**VI.6.3.2. Caractéristiques Géométriques Du Radier :**

Tableau VI. 2:caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
x <sub>G</sub> (m)	y <sub>G</sub> (m)	I <sub>xx</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )
19.12	16.49	454730.60	609048.07

**La surface de radier :**

On a E.L.S:

$$S_{nes} = \frac{N_{ser}}{\delta_{sol}} \Rightarrow N_{ser} \text{ (ETABS)} = 108203,57 \text{ kN}, \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar} \Rightarrow S_{nes} = 721,36 \text{ m}^2$$

On trouve  $S \geq 721,36 \text{ m}^2$

$$S_{BAT} = 1253,29 \text{ m}^2$$

$$S_{nécessaire} = 721,36 \text{ m}^2 < S_{BAT} = 1253,29 \text{ m}^2$$

**Donc : la surface du radier est égale à 1253,29 m<sup>2</sup>**

**VI.6.3.3. Vérification de la stabilité du radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

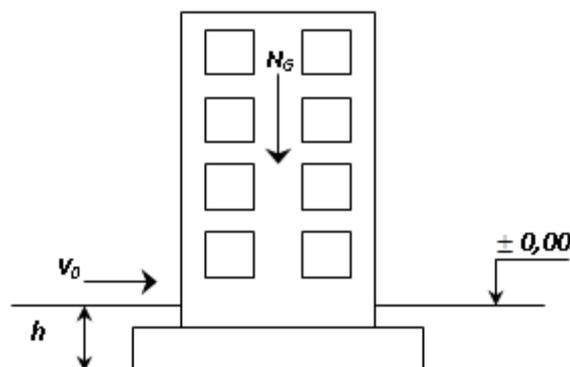
$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.



**Figure VI.4:** Schéma statique du bâtiment.

**Sens x-x :**

$$M_0 = 147050,67 \text{ kN.m}; V_0 = 8771,25 \text{ kN}; h = 2,72 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } M_R = 170908,47 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

$N_{G1}$ : Poids propre de la structure.

$N_{G2}$ : Poids propre du radier.

A.N:

$$N_G = 79698,76 + 1253,29 * 0,4 * 25 = 92231,66 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 1763469,34 \text{ N.m}$$

$$M_s / M_r = 10,32 > 1,5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

**Sens-y-y :**

$$M_0 = 164548,76 \text{ KN.m} ; V_0 = 8709,36 \text{ kN} ; h = 2,72 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 188238,22 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 1520900,07 \text{ KN.m}$$

$$M_s / M_r = 8,07 > 1,5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

**a. Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

V : fibre la plus éloignée.

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$ .

$\sigma_2$ : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

**E.L.U :**

$$N_u = 150350,5207 \text{ KN} \quad S_{rad} = 1253,29 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement ( $M_{Rx} = 170908,47 \text{ kN.m}$  ;  $M_{Ry} = 188238,22 \text{ kNm}$ )

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 454730,60 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 609048,07 \text{ m}^4 \quad x_G = 19,12 \text{ m} , y_G = 16,49 \text{ m}$$

Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	127,15	112,78	123,56
<b>Sens y-y</b>	125,06	114,87	122,51
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}}=225$	$\sigma_2^{\min} > 0$	199,50

**E.L.S :**

$$N_{\text{ser}}=108203,5561\text{kN} \quad S_{\text{rad}}=1253,29 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement ( $M_{R_x}=170908,47\text{kN.m}$  ;  $M_{R_y}=188238,22\text{kNm}$ )

$$\sigma_{\text{sol}}=150 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx}=454730.60 \text{ m}^4 \quad I_{yy}=609048.07\text{m}^4 \quad x_G=19.12 \text{ m} , y_G=16,49 \text{ m}$$

Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	93,52	79,15	89,93
<b>Sens y-y</b>	91,43	81,24	88,88
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}}=225$	$\sigma_2^{\min} > 0$	199,50

**Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

**VI.6.3.4.Ferraillage du radier :**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**VI.6.3.4.1.Ferraillage de la dalle du radier :****a. Détermination des efforts :**

1) Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

▪ **Panneau de rive :**

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

2) Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

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

**b. Valeur de la pression sous radier :**

• **E.L.U :**  $q_u = 123,56 \text{ kN/ml}$

• **E.L.S :**  $q_s = 89,93 \text{ kN/ml}$

**c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $v = 0$ ) :**

$$L_x = 5.4 \text{ m.}$$

$$L_y = 6 \text{ m.}$$

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \boxed{0.9 < 1} \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux

sens. On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

**Calcul des moments :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

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

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /L <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	q <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>tx</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>ty</sub> (kNm)	M <sub>a</sub> (kNm)
5,4	6	0,9	0,0456	0,7834	123,56	164,29	139,65	128,71	109,40	82,15

Tableau VI. 6:Calcul des moments à l'ELS.

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /L <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	q <sub>s</sub> (kN/m)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>tx</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>ty</sub> (kNm)	M <sub>a</sub> (kNm)
5,4	6	0,9	0,0582	0,8502	89,93	152,62	129,73	129,75	110,29	76,31

**Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

f<sub>c28</sub> = 30 MPa ; f<sub>t28</sub> = 2,4 MPa ; σ<sub>bc</sub> = 17 MPa ; f<sub>e</sub> = 500 MPa ; σ<sub>s</sub> = 435MP ;

b = 100 cm h = 40 cm ; d = 31 cm.

Tableau VI. 7:Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	139,65	9,30	7T14	10,78	15
	y-y	109,40	7,22	7T14	10,78	15
Appui	x-x	82,15	5,38	7T14	10,78	15
	y-y					

**d. Vérifications nécessaires :**

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \boxed{3.97 \text{ cm}^2} < 10.78 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

Tableau VI. 8:Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	129,73	10,78	7.63	18	365,3	250	Non vérifiée
	y-y	110,29	10,78	6.49		310.5		Non vérifiée
Appuis	x-x	76,31	10,78	4,53		216,8		vérifiée
	y-y							

On trouve que l'ELS est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

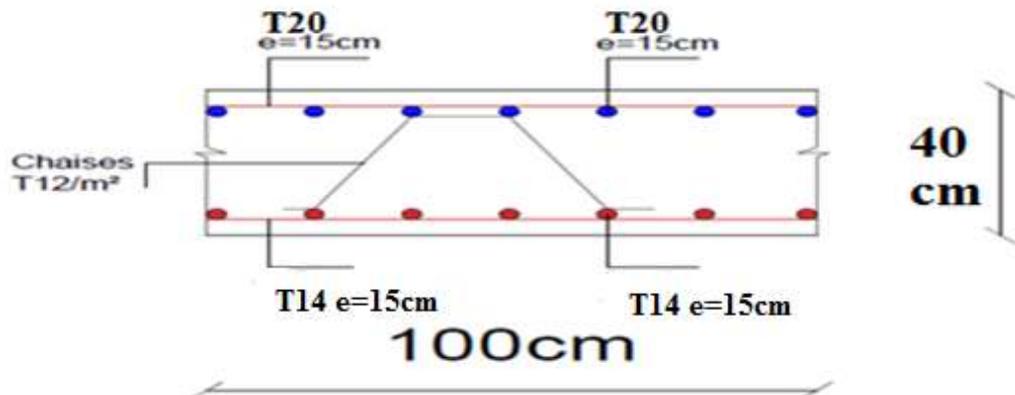
Tableau VI. 9:Correction de la section d'acier.

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	129,73	7T20	21,98	5,78	18	183,9	250	Vérifiée
	y-y	110,29	7T20	21,98	4,99		156,3		Vérifiée
Appuis	x-x	76,31	7T14	10,78	4,08		214.		
	y-y					Vérifiée			

**Remarque :**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES**, donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m<sup>2</sup>**.

**e. Schéma ferrailage :**



**Figure VI.5:** Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens (x-x,y-y).

**VI.6.3.4.2. Ferrailage des nervures :****a. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

On a  $M_0 = \frac{QL^2}{8}$ ,  $L=6.00$  m,  $Q=123,56$ KN/m  $M_u= 556,02$  KN.m

- En travée :  $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis :  $M_a = 0,50 M_0$

**b. Calcul des armatures :**

$b = 60$  cm;  $h = 100$ cm;  $d = 90$ cm

Tableau VI. 10: Ferrailage des nervures.

	$M_u$ (kNm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	472,61	11.52	5T16+4T14	16.21
<b>Appuis</b>	278,01	6.69	5T16+2T14	13.13

**c. Vérifications nécessaires :**

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

$Q=89,93$ KN/m  $M_u= 404.69$  KN.m

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes à L'E.L.S.

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
	<b>Travée</b>	343.98	4.57	18	243.3	250	vérifiée
	<b>Appuis</b>	202.34	3,99		232.2		vérifiée

**➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{123.65 \times 6.00}{2} = 370.95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{370.95 \times 10^3}{600 \times 900} = 0.686 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) = 24,12\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \quad .$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \quad .$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_c=500\text{MPa} ; \tau_u=0,74\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa} ; b=60\text{cm} ; d=100\text{cm}$$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3.9\text{cm}^2$$

**On prend : 6T10=4,74cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup>/ml pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=100 cm).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,00=3.00\text{cm}^2$$

**On opte : 3T12=3.39 cm<sup>2</sup>**

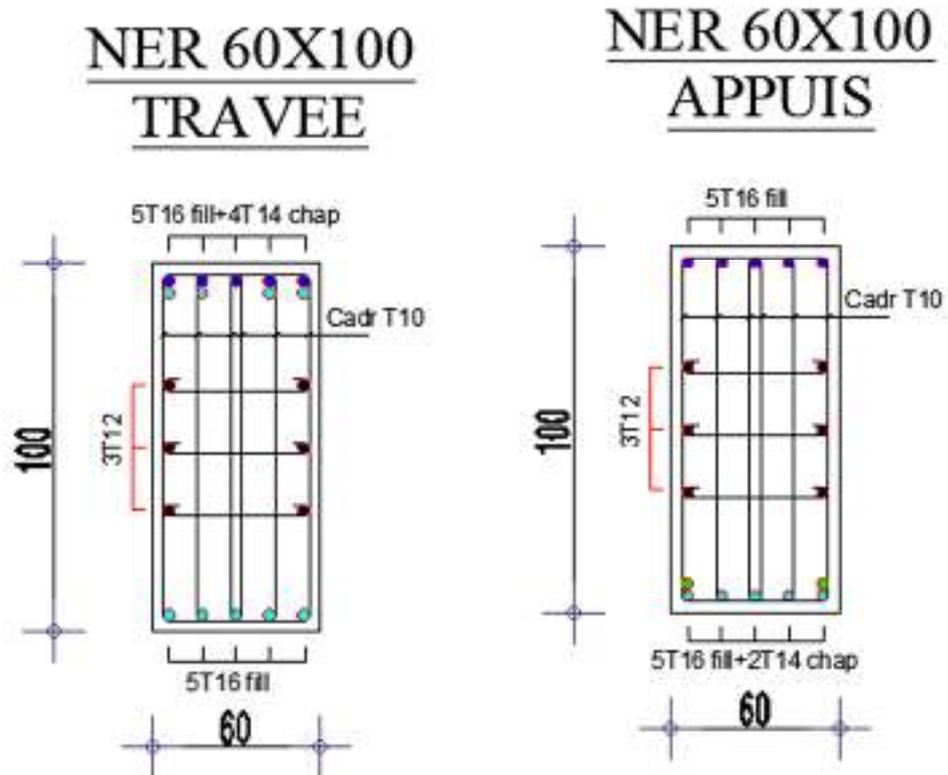


Figure VI.6: Schéma de ferrailage des nervures

## CONCLUSION GENERALE

Dans notre projet de fin d'étude intitulé « étude d'un centre multifonctionnel en béton arme (RDC +9+1sous-sol) contreventé par des voiles », nous avons fait l'étude Génie Civil d'une structure en béton armé. Ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique et d'enrichir les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation de master. L'étude a été menée en se basant sur les documents techniques et réglementaires en vigueur. Nous avons aussi mis en application quelques logiciels de calcul récents qui rentrent dans le domaine du calcul des bâtiments, en ce qui nous concerne nous avons utilisé le logiciel ETABS pour réaliser l'étude sismique de notre structure.

Nous avons entamé notre étude par la présentation de notre projet ainsi que les caractéristiques des différents matériaux utilisés. Nous sommes passées par la suite au pré dimensionnement de certains éléments de la structure, à savoir, les poteaux, les poutres, les voiles ainsi que les planchers. Cette étape est nécessaire pour la suite des calculs.

Le troisième chapitre de l'étude a été consacré au ferrailage des éléments secondaires suivi par l'étude dynamique de la structure. Dans cette dernière nous avons opté pour un système de contreventement en noyau central qui assure la résistance à l'action sismique et vérifie les valeurs admissibles préconisées. Le ferrailage des éléments résistants ; à savoir les poteaux et les poutres a été fait respectivement en flexion composée et en flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC, ceci nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps. Dans cette partie de l'étude et avant de faire le choix final du ferrailage des poutres périphériques, nous avons vérifié les contraintes dues à la température, vue les dimensions de notre bâtiment. Le ferrailage des voiles a été réalisé par la méthode des contraintes, nous avons obtenu des sections entièrement tendues, c'est la raison pour laquelle nous avons ferrillé avec les armatures de traction.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, l'ajout d'un débord n'a pas été nécessaire car la surface calculée du radier est inférieure à la surface de notre bâtiment. En fin et sans aucune prétention, nous espérons fortement que notre travail puisse servir les futures promotions.

## **Bibliographie**

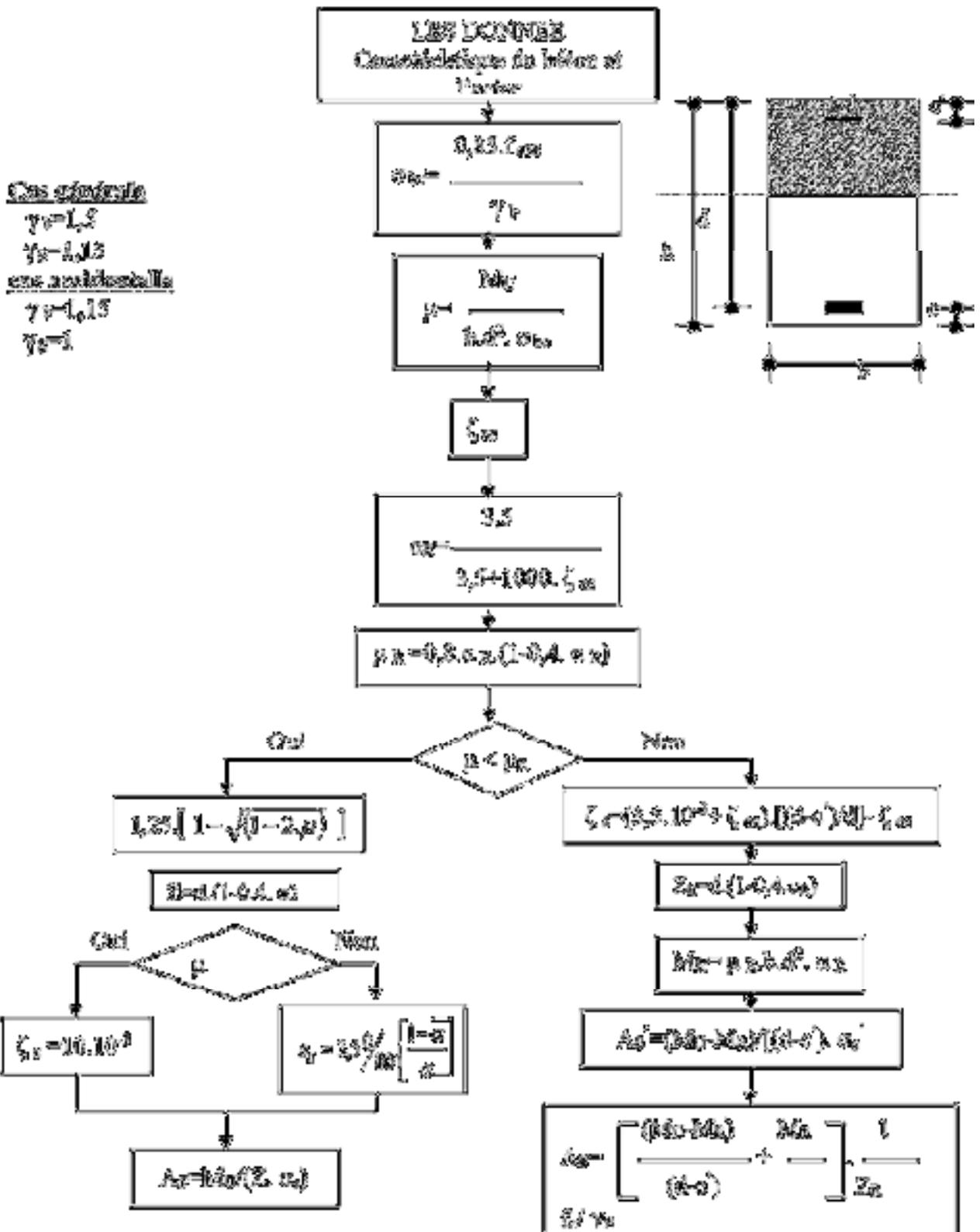
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées 2003, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 »
- D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- ❖ Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ❖ DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ❖ M.Belazougui, calcul des ouvrages en béton armé, Edition office des publications universitaires, (OPU).
- ❖ Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> année et master Génie Civil.
- ❖ Anciens mémoires de fin d'étude.
- ❖ Rapport de sol.

### **Logiciel :**

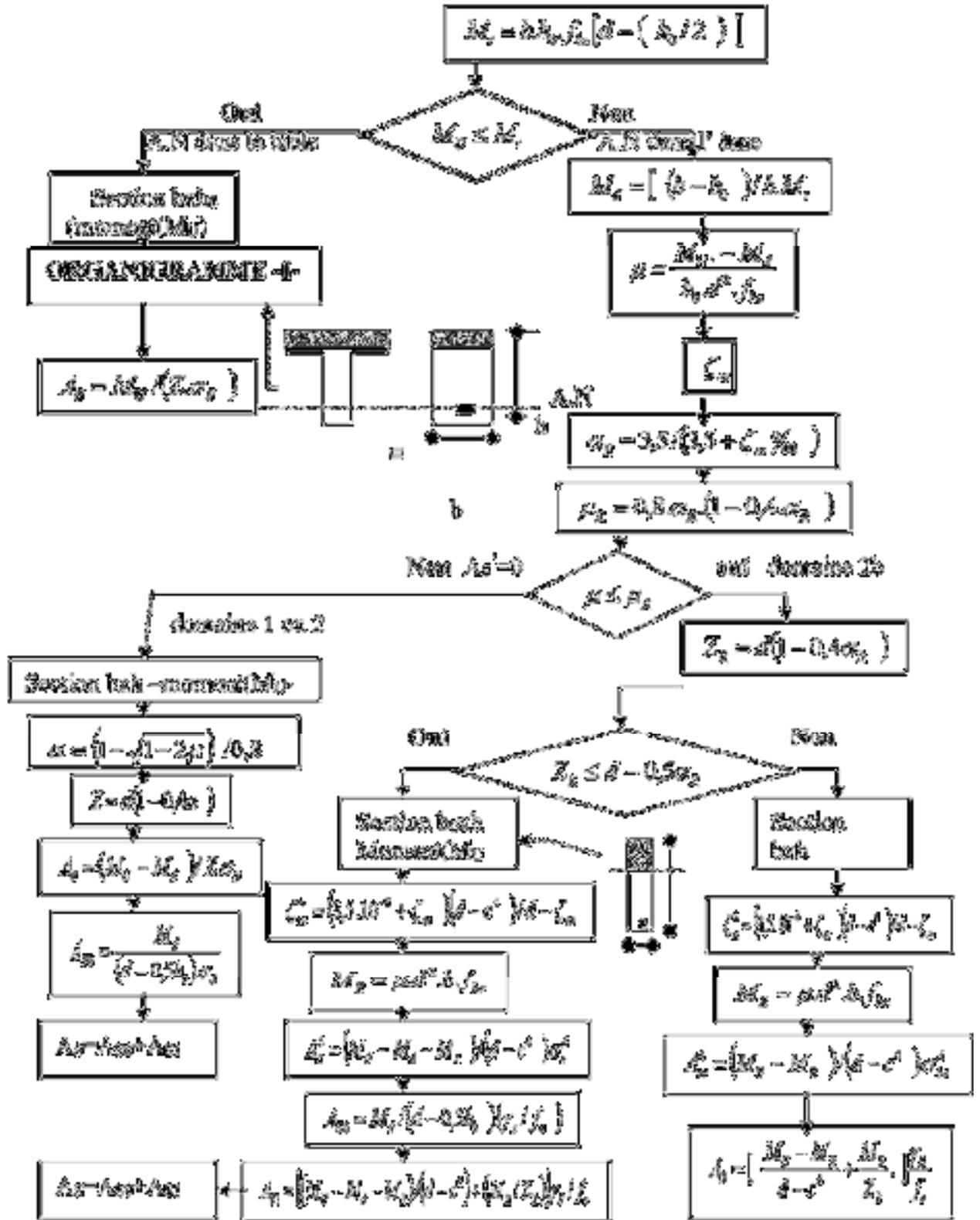
- **AUTOCAD 2018.....Dassin**
- **SOCOTEC .....Calcul**
- **ETABS.....Calcul**
- **EXEL..... Calcul**

# **Annexes**

# ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



**ORGANIGRAMME -II-**  
**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

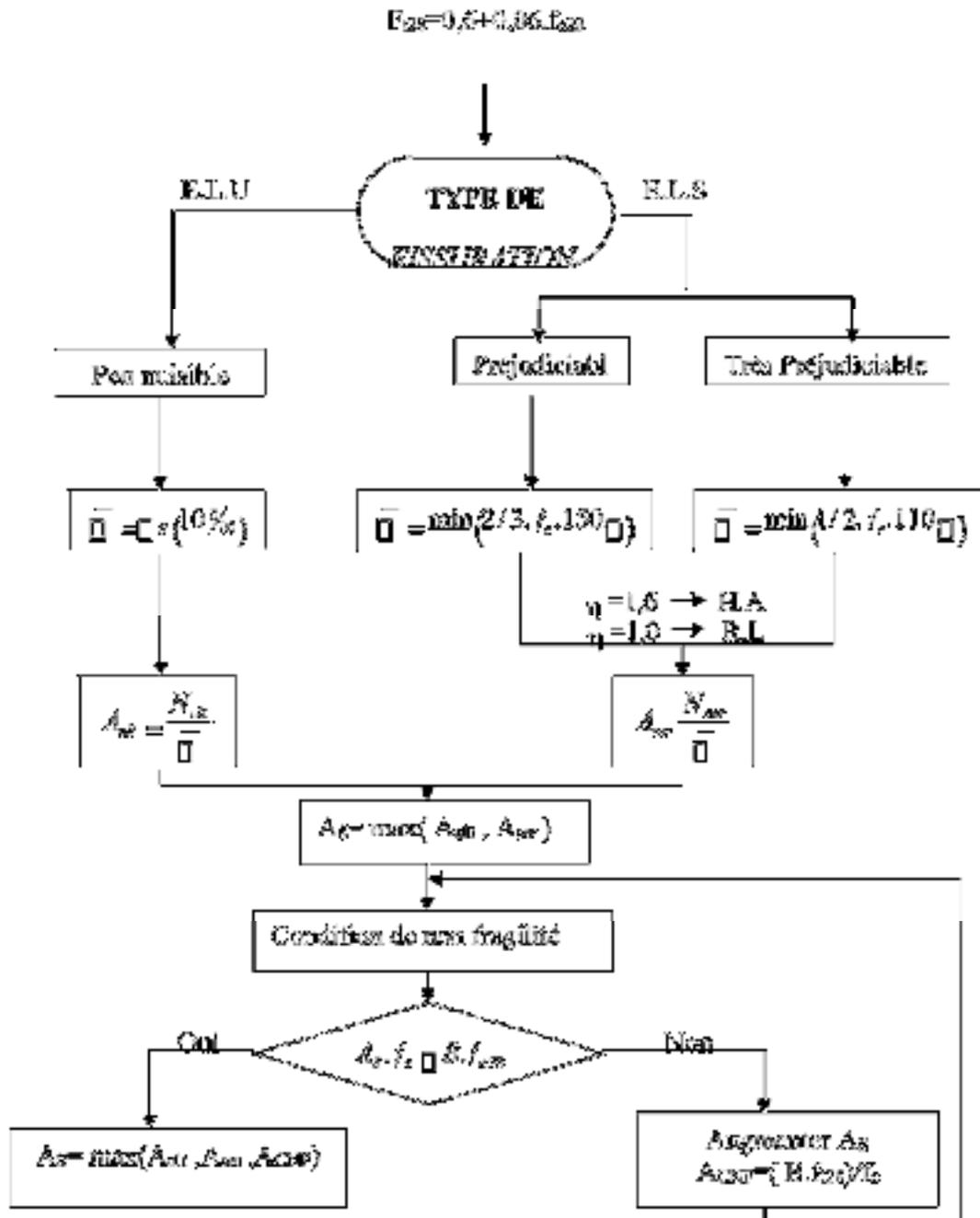


# ORGANIGRAMME III

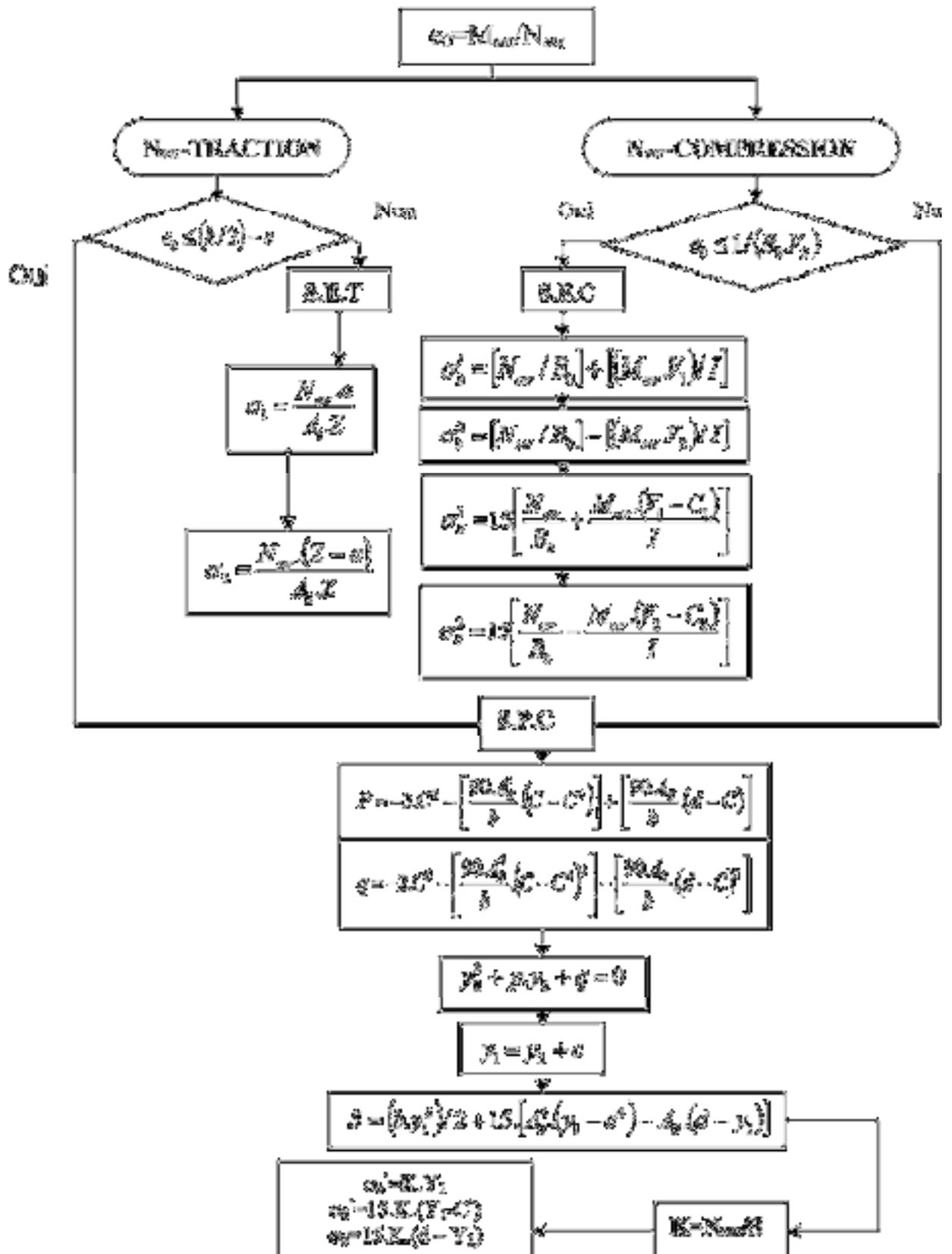
## TRACTION SIMPLE

$B, F_e, f_{c28}, \gamma_b, \gamma_s, N_{ult}, N_{ser}$

$B = b \times h$



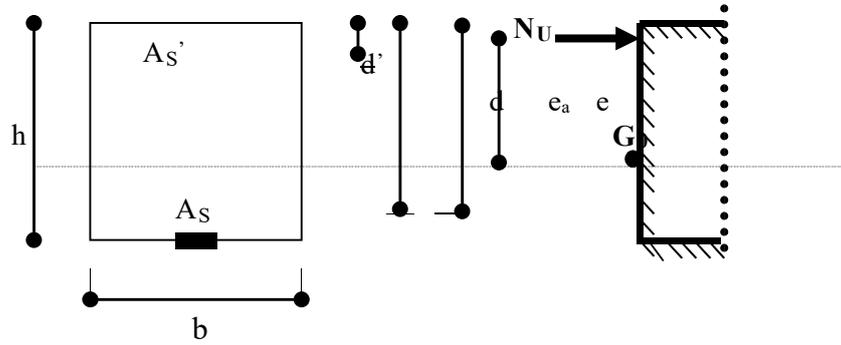
**ORGANIGRAMME-VI-**  
**FLEXION COMPOSEE A B.L.S**



# ORGANIGRAMME V

## CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE

### A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



### LES DONNEES

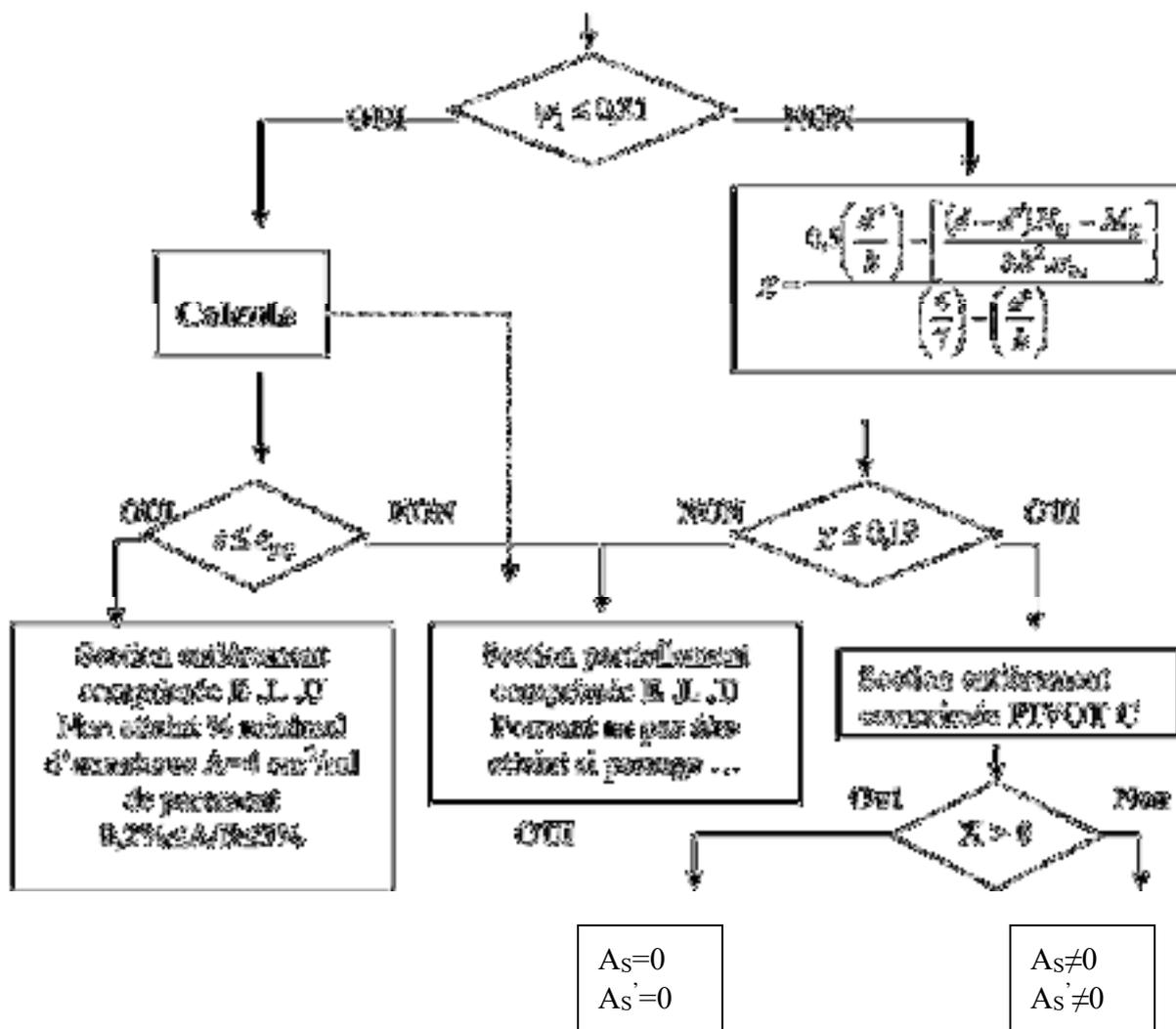
B  $,h ,d , ,e ,N ,M$



$$N_u = M_u / e$$



$$\sigma_1 = \frac{N}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$



**ORGANIGRAMME -IV-  
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-**

