

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-

جامعة البليدة -1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم الهندسة المدنية



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Matériaux de Construction

ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME (R+9) DEUX SOUS-SOLS CONTREVENTE PAR DES VOILES AVEC RECHERCHE SUR LA DEGRADATION DE BETON

Présenté par :

MERIEM Ouail

OULDBELAID Adil

GHAIT Abderahmane

Encadre par :

Mme SALAMA F/ZOHRA

Mme BOULEGHERBAR KHADIDJA

Blida, Septembre 2022

∞ REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Tous d'abord, nous tenons à remercier Allah le Clément et le Miséricordieux
de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste
travail.

À nos promotrices : Mme **SALAMA F/ZOHRA** et **BOULGHEBAR KHADIDJA**

Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste
travail.

À tous les enseignants et le personnel administratif De L'Université SAAD
DAHLEB BLIDA, particulièrement les Enseignants du département de
Génie civil qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce
présent travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à notre
formation de près ou de loin,

Merci infiniment...

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

Je suis très heureuse de pouvoir dédier cet humble travail aux être les plus chers à mon cœur :

A mon père « TAHAR », qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années

de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans ma vie.

A mon modèle de sacrifice, d'amour et de générosité, la lumière de mon chemin et ma vie et

mon bonheur : ma très chère maman « MERIEM KHADIJA » que je l'aime.

A mes chers frères « NABIL et HAMZA ».

Mes chères sœurs : « FATIMA, HAKIMA, RHABE et FADOUA ».

Mes amies avec qui j'ai partagés de longues années d'amitié : « AYMEN, OUSSAMA, BAHJ, SIDAHMED, DJAMEL, HAKIM et OUSSAMA » et à tous mes amies que je n'ai pas cite leur nom.

A tous mes amies du département, spécialement pour notre section

GENIE DES MATERIAUX.

OUAL.

DEDICACES

*A ma très chère mère qui s'est sacrifiée pour les besoin
de mon étude.*

A mon très cher père.

A mes très chers frères.

A mes très chères sœurs.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

A tous ceux qui m'aiment.

Abderrahmane.

DEDICACES

*Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné
le Courage et la volonté pour
terminer ce travail.*

*Ma très chère mère « YAMINA » qui m'encouragée et soutenu
pendant mes étude depuis mon enfance .*

*Mon très cher père « ABDELKADER » qui a tout fait pour
m'aider dans mes études.*

Mes ma soeur « CHAIMA ».

A mes chers frères « ABDELHADI et ABDELWAHEB ».

Mes camarades « OUSSAMA, ISLAM et CHAHRA ».

*Enfin pour tous les gens qui m'estiment espérant bien que je n'ai
oublier personne dans cette courte page.*

A tous mes amies du département spécialement pour notre section

GENIE DES

MATERIAUX.

ADIL.

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en RDC + 09 + 02 sous sole à usage d'habitation à la commune Blida dans la wilaya de Blida. Cette région est classée en zone sismique III selon le **RPA99 version 2003**.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles) en béton armé, le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au et **RPA99 version 2003**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structures par éléments finis **ETABS**. Avec une recherche bibliographique sur la dégradation de béton a été établie dans ce projet.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with ground floor + 09 + 02 basements in the commune of Blida in the Blida wilaya. This is classified in a high seismicity region (III) according to the Algerian seismic rules **RPA99 version 2003**.

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete, the dimension of the bearing elements was elaborated according to the **CBA93** and **RPA99 version 2003**. The three-dimensional seismic analysis was conducted by **ETABS** computer program. With a bibliography research on the degradation of concrete has been established in this project.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي +09 طوابق + 02 طوابق تحت ارض ببلدية البلدية ولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم ثلاثة حسب ال مركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

هذا المشروع محقق بواسطة العارضات والاعمدة والجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والافقية. قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقاييس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 ومقياس الاسمنت المسلح **CBA93**. مع البحث البليوغرافي حول تدهور الخرسانة تم إنشاؤه في هذا المشروع

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	<i>1</i>
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	3
I.1 Introduction :	4
I.2 Présentation sur l'ouvrage :	4
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	4
I.3.1 Dimension en plan du l'ouvrage :	4
I.3.2 Dimension en élévation du l'ouvrage :	5
I.3.3 Données du site :	5
I.4 Système constructif de l'ouvrage :	5
I.4.1 Classification selon le RPA 99 V 2003 :	5
I.5 Caractéristiques des matériaux :	7
I.5.1 Le béton :	7
I.6 Le coefficient d'équivalence :	13
I.7 Hypothèse de calcul :	13
I.8 Combinaison de calcul :	13
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux</i>	<i>15</i>
II.1 Introduction :	16
II.2 Pré dimensionnement Des Planchers :	16
II.2.1 Plancher à corps creux :	16
II.2.2 Plancher à Dalle Pleine :	17
II.3 Balcons :	18
II.4 Pré dimensionnement des poutres :	19
II.4.1 Poutres principales :	19
II.4.2 Poutre secondaire :	20
II.5 Pré dimensionnement des poteaux :	20
II.5.1 Étapes de pré dimensionnement :	21
II.6 Évaluation des charges permanents et es surcharges d'exploitations :	22
II.6.1 Charges permanentes :	22
II.6.1.1 Plancher terrasse (Inaccessible) :	22
II.6.1.2 Plancher étage courant :	23
II.6.1.3 Plancher de sous-sol (parking) :	23
II.6.1.4 Balcons	23

II.6.1.5 Maçonnerie :	24
II.6.1.5.1 Murs extérieur :	24
II.7 Calcul des surcharges :	25
II.8 Descente de charges :	25
II.9 Surface d'influence du poteau :	25
II.9.1 Le poteau central :	25
II.9.1.1 Charge permanente revenant à chaque plancher :	25
II.9.1.2 Poids revenant à chaque plancher :	26
II.9.1.3 Poids propre revenant à chaque poutre :	26
II.9.1.4 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :	26
II.9.1.5 Poids propre des poteaux :	26
II.9.1.6 Dégression des surcharges d'exploitation :	27
II.9.1.7 Les surcharges cumulées :	28
II.9.1.8 Choix des sections des poteaux :	28
II.9.2 Le poteau de rive :	29
II.9.2.1 Charge permanente revenant à chaque plancher :	29
II.9.2.2 Poids revenant à chaque plancher :	29
II.9.2.3 Poids propre revenant à chaque poutre :	30
II.9.2.4 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :	30
II.9.2.7 Les surcharges cumulées :	31
II.9.2.8 Choix des sections des poteaux :	31
II.9.3 Le poteau d'angle :	32
II.9.3.1 Charge permanente revenant à chaque plancher :	32
II.9.3.2 Poids revenant à chaque plancher :	32
II.9.3.3 Poids propre revenant à chaque poutre :	32
II.9.3.4 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :	33
II.9.3.7 Les surcharges cumulées :	33
II.9.3.8 Choix des sections des poteaux :	34
II.10 Pré dimensionnement des voiles :	34
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	36
III.1 Introduction :	37
III.2 Acrotère :	37
III.2.1 Définition :	37
III.2.2 Evaluation des charges :	38
III.2.3 Calcul des efforts :	39
III.2.4 Ferrailage de l'acrotère	40
III.2.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 :	41
III.2.6 Armatures de répartition	41
III.2.7 Détermination de l'axe neutre :	41
III.2.8 Vérification des contraintes	42
III.2.9 Vérification de l'effort tranchant	43

III.3 Etude des planchers :	43
III.3.1 introductions :	43
III.3.2. Plancher à corps creux :	44
III.3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :	44
III.3.2.2. Méthode de calcul :	49
III.4 Escaliers :	68
III.4.1 Introduction	68
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :	68
III.4.3. Détermination des sollicitations :	72
III.5 Étude du plancher dalle pleine :	78
III.5.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle :	78
III.5.2 Condition de flèche :	79
III.5.3 Calcul des moments fléchissant :	79
III.5.4 Calcul du ferrailage de la dalle :	81
III.5.4.1 Calcul des armatures longitudinales :	81
III.5.4.2 Calcul des armatures transversales :	83
III.6. BALCONS :	86
III.6.1. NTRODUCTION :	86
III.6.2. EVALUATION DES CHARGES	87
III.6.3. CALCUL DE FERRAILAGE :	89
III.6.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :	90
Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique	93
IV.1. Introduction :	94
IV.2 Etude dynamique :	94
IV.2.1. Modélisation mathématique :	94
IV.2.3. Détermination Caractéristiques dynamiques propres :	94
IV.3. Modélisation de la structure :	96
IV.3.1. Présentation du programme ETABS 18.0.2 :	96
IV.3.2 Modélisation de rigidité :	97
IV.3.2.1 Les éléments de portique :	97
IV.3.2.2 Les voiles :	97
IV.3.2.3 Le Diaphragme :	97
IV.3.2.4 Conception du contreventement vertical :	97
IV.3.2.5 Connectivité Sol/Structure :	97
IV.3.3. Modélisation de la masse :	98
IV.4. Etude sismique :	98
IV.4.1. Introduction :	98
IV.4.2. Stratégie du calcul sismique :	98
IV.4.2.1. La méthode statique équivalente :	99
IV.4.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :	100
IV.4.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	100

IV.4.3. Choix de la méthode calcul :	_____	101
IV.4.4. Analyse spectrale :	_____	101
IV.4.4.1. Méthode dynamique modale spectrale :	_____	101
IV.4.4.2. Effort tranchant à la base :	_____	102
IV.4.4.3. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente	_____	103
IV.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure « T » :	_____	104
IV.5 Résultats de l'analyse sismique :	_____	106
IV.5.1 Modèle initial :	_____	106
IV.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle Initial :	_____	109
IV.5.1.2 Constatation :	_____	110
IV.5.2 Modèle 01 :	_____	110
IV.5.2.1. Caractéristiques dynamiques propres :	_____	112
IV.5.2.1.1 Constatation :	_____	113
IV.5.2.2 Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique) :	_____	113
IV.5.2.3 Résultantes des forces sismiques :	_____	113
IV.5.2.4 Vérification des déplacement inter-étage :	_____	114
IV.5.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales :	_____	116
IV.5.2.6 Vérification des conditions du facteur de comportement R :	_____	118
IV.5.3 Modèle Finale :	_____	119
IV.5.3.1Caractéristiques dynamiques propres :	_____	122
IV.5.3.2 Constatation :	_____	122
IV.5.3.2.1 Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique) :	_____	122
IV.5.3.3 Résultantes des forces sismiques :	_____	122
IV.5.3.4 Vérification des déplacement inter-étage :	_____	124
IV.5.3.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales :	_____	125
IV.5.2.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :	_____	126
IV.6 : Conclusion :	_____	127
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants	_____	128
V.1 Introduction :	_____	129
V.2 Ferrailage des poteaux :	_____	129
V.2.1 Introduction :	_____	129
V.2.2 Combinaison d'action :	_____	129
V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :	_____	130
V.2.4. Choix des armatures :	_____	133
V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	_____	133
V.2 .6 Vérification de L'effort Tranchant :	_____	135
V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :	_____	136
V.2.8 Longueur de recouvrement :	_____	139
V.2.9. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol :	_____	139
V.2.10 Schéma de ferrailage des poteaux :	_____	141

V.3 Ferrailage des poutres :	143
V.3.1 Introduction :	143
V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :	143
V.3.3 Calcul de ferrailage :	144
VI.3.3 Choix des armatures :	145
V.3.4. Condition de non fragilité :	146
V.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS :	146
V.3.5. Calcul des armatures transversales :	148
V.3.6. Recouvrement des armatures longitudinales :	148
V.3.7. Arrêt des barres :	149
V.3.8. Vérification de la flèche :	149
V.3.8 Schéma de ferrailage des poutres :	153
VI.4 Ferrailage des voiles :	154
VI.4.1 Généralités :	154
VI.4.2 Justification s sous sollicitations normales	155
VI.4.3 Exemple de calcul (voile V1 RDC) par la méthode des contraintes :	157
VI.4.4 Armatures de traction :	158
VI.4.6 Aciers horizontaux	159
VI.4.7 Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié avec la méthode des contraintes :	160
VI.4.7.1 Armatures verticales de traction	161
VI.4.7.3 Aciers horizontaux :	165
VI.4.7.4 Exemple ferrailage voiles V1-V1'-V1'' :	165
Chapitre VI : Etude des fondations	167
VI.1. Introduction :	168
VI.2 Choix de type de fondation :	168
VI.3. Calcul des fondations :	168
VI.3.2. Semelles filantes	170
VI.3.3. Radier générale	171
VI.3.3.1. Introduction :	171
VI.3.3.2. Surface nécessaire :	172
VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :	172
VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :	174
VI.3.3.2. Ferrailage du radier :	178
□ Sens non porteur (x-x) :	183
a. Vérifications nécessaires :	183
VI.4. Etude du voile périphérique :	188
VI.4.1. Introduction	188
VI.4.1. Pré dimensionnement :	188
VI.4.2. Évaluation des Charges :	189

Chapitre VII : Dégradation des ouvrages en béton armé	193
VII.1 Introduction à la pathologie :	194
VII.2. Pathologie des ouvrages :	194
VII.2.1 actions mécaniques :	194
VII.2.2 actions hygrothermiques :	195
VII.2.3 actions chimiques et biologiques :	195
VII.3 Pathologies structurales :	195
VII.3.1 Les principales causes :	196
VII.3.2 Les principales causes de la dégradation structurale :	196
VII.3.3 Les facteurs climatiques et environnementaux :	197
VII.3.4 conception des structures	199
VII.4 Pathologies d'origine physique	201
VII.4.1 Retrait :	201
VII.4.2 Ressuage :	202
VII.4.3 Érosion du béton :	202
VII.4.4 Usure (Délamination) :	203
VII.5 Dégradations dues aux facteurs de températures extrêmes :	203
VII.5.1 Le Feu :	203
VII.5.2 Cycle gel/ dégel :	204
VII.6 Pathologies d'origine mécanique :	205
VII.6.1 Abrasion :	205
VII.6.2 Chocs :	206
VII.6.3 surcharge :	206
VII.6.4 Désordres dus aux mouvements différentiels des fondations et tassement :	207
VII.7 Dégradations dues aux agressions chimiques :	207
VII.7.1 la corrosion :	208
VII.7.2 Les types de corrosion :	209
VII.7.3 Ouvrages et éléments concernés par la corrosion des armatures :	210
VII.7.4 La corrosion des aciers dans le béton :	212
VII.7.4.1 La corrosion des aciers dans le béton :	212
VII.7.4.2 Les étapes de la corrosion des armatures :	213
VII.7.4.3 La carbonatation :	214
VII.7.4.4 La mesure de la carbonatation :	216
VII.8 CONCLUSION :	216
Conclusion générale	218
Références bibliographiques	222
Annexes	224

Liste des figures

FIGURE I.1 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DU BETON A ELU.	9
FIGURE I. 2 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DU BETON A ELS.	10
FIGURE I. 3 : DIAGRAMME CONTRAINTE – DEFORMATIONS D’ACIER A ELU.	11
FIGURE II. 1 : SCHEMA PLANCHER A CORPS CREUX.	17
FIGURE II. 2 : SCHEMA DU PLANCHER A DALLE PLEINE.	18
FIGURE II. 3 : MURS EXTERIEURS.	24
FIGURE II. 5 : SCHEMA DU VOILE.	35
FIGURE III. 1 : DIMENSIONS DE L’ACROTERE.	37
FIGURE III. 2 : DIAGRAMME DES EFFORTS A L’ELU.	39
FIGURE III. 4 : FERRAILLAGE DE L’ACROTERE.	40
FIGURE III. 5 : DISTANCE DE L’AXE NEUTRE.	41
FIGURE III. 6 : PLAN DE FERRAILLAGE D’ACROTERE.	43
FIGURE III. 7 : COUPE DU PLANCHER EN CORPS CREUX.	44
FIGURE III. 8 : DIMENSIONS DE LA POUTRELLE.	45
FIGURE III. 9 : MOMENT FLECHISSANT ELU, DE LA POUTRELLE A 3 TRAVEES	54
FIGURE III. 10 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES	67
FIGURE III. 11 : ELEMENTS D’UN ESCALIER.	69
FIGURE III. 12 : SCHEMAS STATIQUES DES ESCALIERS.	70
FIGURE III. 13 : SCHEMAS DE CHARGEMENT DE L’ESCALIER	72
FIGURE III. 14 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D’ESCALIER.	78
FIGURE III. 15 : LA SECTION DE PLUS GRAND PANNEAU DE LA DALLE PLEINE ...	78
FIGURE III. 16 : FERRAILLAGE DU PLANCHER.	86
FIGURE III. 17 : FERRAILLAGE DU BALCON.	92
FIGURE IV. 1 : SPECTRE DE REPONSE.	102
FIGURE IV. 2 : VUE EN 3D.	107
FIGURE IV. 3 : VUE EN PLAN DU MODELE INITIAL (RDC).	108
FIGURE IV. 4 : VUE EN PLAN DU MODELE INITIAL 1 ^{ER} ETAGE.	109
FIGURE IV. 5 : VUE EN 3D.	110
FIGURE IV. 6 : VUE EN PLAN DU MODELE 1 (RDC).	111
FIGURE IV. 7 : VUE EN PLAN DU MODELE 1 (1 ^{ER} ETAGE).	112
FIGURE IV. 8 : VUE EN 3D.	119
FIGURE IV. 9 : VUE EN PLAN DU MODELE FINAL (RDC).	120
FIGURE IV. 10 : VUE EN PLAN DU MODELE FINAL (1 ^{ER} ETAGE).	121
FIGURE V. 1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX ZONE NODALE.	141
FIGURE V. 2 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX ZONE COURANTE.	142
FIGURE V. 3 : DEFINITION DE L’ELEMENT MUR.	155
FIGURE V. 4 : PLAN DE REPERAGE DES VOILES.	160
FIGURE V. 5 : SCHEMA DES CONTRAINTEs	161
FIGURE V. 6 : EXEMPLE FERRAILLAGE VOILES V1-V1’-V1’’ DE (5 ^{EME} -9 ^{EME} ETAGE)	166
FIGURE VI. 7 : SEMELLES ISOLEE SOUS POTEAUX	169
FIGURE VI. 8 : SEMELLES FILANTES.	170

FIGURE VI. 9 : DISPOSITION DES NERVURES PAR RAPPORT AU RADIER ET AUX POTEAUX.....	171
FIGURE VI. 10 : SCHEMA STATIQUE DU BATIMENT.	175
FIGURE VI. 11 : CONTRAINTES SOUS LE RADIER.	177
FIGURE VI. 12 : VUE EN PLAN ILLUSTRANT LES DIMENSIONS DU PANNEAU DE RIVE LE PLUS SOLLICITE.....	180
FIGURE VI. 13 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER.	182
FIGURE VI. 14 : FERRAILLAGE DES NERVURES DU SENS PORTEUR.	185
FIGURE VI. 15 : FERRAILLAGE DES NERVURES DU SENS NON PORTEUR.....	185
FIGURE VI. 16 : SCHEMA STATIQUE DU DEBORD. FIGURE VI. 17: DIAGRAMME DES MOMENTS.	186
FIGURE VI. 18 : FERRAILLAGE DU DEBORD.....	188
FIGURE VI. 19 : FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	192
FIGURE VII. 1 : CAUSES PHYSIQUES DE LA DETERIORATION DU BETON [1].....	196
FIGURE VII. 2 : EXPOSITION DU BETON DANS UN ENVIRONNEMENT MARIN [1]	198
FIGURE VII. 3 : PRINCIPALES CAUSES DES PROBLEMES DE DURABILITE DES STRUCTURES DE BETON [1].....	198
FIGURE VII. 4: SCHEMA DU PROCESSUS D'ELABORATION ET DE MISE EN SERVICE D'UN OUVRAGE EN BETON ARME [1]	199
FIGURE VII. 5 : CONTAMINATION PAR LES SELS DE DEGLAÇAGE. [1]	200
FIGURE VII. 6 : PENETRATION DES CHLORURES DANS UNE POUTRE CAISSON. [1]	200
FIGURE VII. 7 : UN PONT A TABLIER CONTINU [1]	200
FIGURE VII. 8 : RESSUAGE DU BETON. [1]	202
FIGURE VII. 9 : EROSION DU BETON [1].....	202
FIGURE VII. 10 : DELAMINATION D'UNE DALLE DANS[1]	203
FIGURE VII. 11 : BETON APRES UN INCENDIE [1].....	204
FIGURE VII. 12 : ACTION DU GEL DANS LES FISSURES DU BETON [1]	205
FIGURE VII. 13 : ABRASION DU BETON [1]	206
FIGURE VII. 14 : CHOC SUR UNE GLISSIERE DE SECURITE ET UNE PILE DE PONT [1].....	206
FIGURE VII. 15 : FISSURATION ET ECLATEMENT DU BETON SOUS CHARGES TROP IMPORTANTES [1]	206
FIGURE VII. 16 : TASSEMENTS D'UN FUT DE FONDATION [1]	207
FIGURE VII. 17 : EFFETS DE LA CORROSION SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DE STRUCTURES CORRODEES.[1].....	209
FIGURE VII. 18 : ECLATS EN FORMATION [1].....	210

FIGURE VII. 19 : POUTRE SUPPORT DE RESERVOIR	211
FIGURE VII. 20 : PILE DE PONT.	211
FIGURE VII. 21 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE DE PROCESSUS DE BASE DE LA CORROSION DES ACIERS DANS LE BETON. [4].....	212
FIGURE VII. 22 : LES ETAPES DE LA CORROSION DES ACIERS DANS LES BETONS, INDUITE PAR DES AGENTS AGRESSIFS. [4].....	213
FIGURE VII. 23 : DIAGRAMME DE LA DETERIORATION DU BETON. [4]	214
FIGURE VII. 24 : EXEMPLE D'ECHANTILLON CARBONATE [4].....	215
FIGURE VII. 25 : ÉCLATEMENT DU BETON DU A LA CARBONATATION. [1]	215
FIGURE VII. 26 : LA PROGRESSION DE LA CARBONATATION [4]	216

Liste des tableaux

TABLEAU I. 1 : TYPES DES ACIERS SELON LEURS NUANCES	11
TABLEAU II.1 : CHARGE PERMANENTS DE LA TERRASSE.	22
TABLEAU II.2 : CHARGE PERMANENTS DU PLANCHER A CORPS CREUX.	23
TABLEAU II.3 : CHARGE PERMANENTS DE LA DALLE PLEINE.	23
TABLEAU II.4 : CHARGE PERMANENTS DES BALCONS.	23
TABLEAU II.5 : CHARGE PERMANENTS DES MURS EXTERIEURS.	24
TABLEAU II.7 : LES SURCHARGE D'EXPLOITATION CUMULEES.	28
TABLEAU II.8 : RECAPITULATION DE PRE DIMENSIONNEMENT DE POTEAU DE CENTRE.	28
TABLEAU II.9 : LES SURCHARGE D'EXPLOITATION CUMULEES.	31
TABLEAU II.10 : RECAPITULATION DE PRE DIMENSIONNEMENT DE POTEAU DE CENTRE.	31
TABLEAU II.11 : LES SURCHARGE D'EXPLOITATION CUMULEES.	33
TABLEAU II.12 : RECAPITULATION DE PRE DIMENSIONNEMENT DE POTEAU DE CENTRE.	34
TABLEAU II.13 : RECAPITULATION DE PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.	35
TABLEAU III. 1 : MOMENT FLECHISSANT A ELU DE LA POUTRELLE A 5 TRAVEES	52
TABLEAU III.2 : MOMENT FLECHISSANT A ELS DE LA POUTRELLE A 5 TRAVEES	53
TABLEAU III. 3 : MOMENT FLECHISSANT A ELU DE LA POUTRELLE A 3 TRAVEES	55
TABLEAU III. 4 : MOMENT FLECHISSANT A ELS DE LA POUTRELLE A 3 TRAVEES	56
TABLEAU III. 5 : MOMENT FLECHISSANT A ELU DE LA POUTRELLE A 2 TRAVEES	58
TABLEAU III. 6 : MOMENT FLECHISSANT A ELS DE LA POUTRELLE A 2 TRAVEES	59
TABLEAU III. 7 : TABLEAU RECAPITULATIF DU CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES EN TRAVEE	60
TABLEAU III. 8 : RECAPITULATION DU CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES SUR APPUIS	61
TABLEAU III. 9 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE BETON	63
TABLEAU III. 10 : CALCUL DE LA FLECHE	65
TABLEAU III. 11 : LES CHARGES DE PALIER	71
TABLEAU III. 12 : LES CHARGES DE LA VOLEE	71
TABLEAU III.13 : FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.	74
TABLEAU III. 14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	76
TABLEAU III. 15 : VERIFICATION DE LA FLECHE DE L'ESCALIER	77

TABLEAU III. 16 : RESULTATS DE LA FLECHE	78
TABLEAU III. 17 : LA VALEUR DES COEFFICIENTS MX ET MY	79
TABLEAU III. 18 : RECAPITULATION DES MOMENTS TOTAUX APPLIQUES SUR LA DALLE SOUS-SOL	80
TABLEAU III. 19 : FERRAILLAGE CALCULE EN APPUI ET EN TRAVEE	82
TABLEAU III. 20 : LES ESPACEMENTS ADOPTES	83
TABLEAU III. 21 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS	84
TABLEAU III. 22 : CALCUL DE LA FLECHE	85
TABLEAU III. 23 : FERRAILLAGE DU BALCON	89
TABLEAU III. 24 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	91
TABLEAU IV. 1 : VALEURS DES PENALITES P_Q .	105
TABLEAU IV. 2 : DIMENSIONS DES ELEMENTS VERTICAUX DE CHAQUE NIVEAU.	106
TABLEAU IV. 3 : EPAISSEURS DES VOILES ET LES DALLES	106
TABLEAU IV. 4 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIAL.	109
TABLEAU IV. 5 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE 01	112
TABLEAU IV. 6 : VERIFICATION DE LA FORCE SISMIQUE (STATIQUE ET DYNAMIQUE).	113
TABLEAU IV. 7 : VERIFICATION DE LA FORCE SISMIQUE (STATIQUE ET DYNAMIQUE).	114
TABLEAU IV. 8 : VERIFICATION DE LA FORCE SISMIQUE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)	114
TABLEAU IV. 9 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE DU MODELE 01 SELON L'AXE (X-X).	115
TABLEAU IV. 10 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE DU MODELE 01 SELON L'AXE (Y-Y).	116
TABLEAU IV. 11 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL POUR LES POTEAUX.	117
TABLEAU IV. 12 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL POUR LES POTEAUX.	117
TABLEAU IV. 13 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE FINALE	122
TABLEAU IV. 14 : VERIFICATION DE LA FORCE SISMIQUE (STATIQUE ET DYNAMIQUE).	123
TABLEAU IV. 15 : VERIFICATION DE LA FORCE SISMIQUE (STATIQUE ET DYNAMIQUE).	123
TABLEAU IV. 16 : VERIFICATION DE LA FORCE SISMIQUE (STATIQUE ET DYNAMIQUE).	123
TABLEAU IV. 17 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE DU MODELE FINALE SELON L'AXE (X-X).	124

TABLEAU IV. 18 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE DU MODELE FINALE SELON L'AXE (Y-Y).	124
TABLEAU IV. 19 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL POUR LES POTEAUX.	125
TABLEAU IV. 20 : VERIFICATION L'EFFET P-Δ INTER ETAGES DU MODELE FINAL SELON L'AXE (X-X).	126
TABLEAU IV. 21 : VERIFICATION L'EFFET P-Δ INTER ETAGES DU MODELE FINAL SELON L'AXE (Y-Y).	127
TABLEAU V. 1 : CARACTERISTIQUES DU BETON ET DE L'ACIER.	129
TABLEAU V. 2 : FERRAILLAGES DES POTEAUX EN SITUATION DURABLE (N^{MAX} , M^{CORR}).	131
TABLEAU V. 3 : FERRAILLAGES DES POTEAUX EN SITUATION DURABLE (N^{MIN} , M^{CORR}).	131
TABLEAU V. 4 : FERRAILLAGES DES POTEAUX EN SITUATION DURABLE (M^{MAX} , N^{CORR}).	132
TABLEAU V. 5: FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MAX} , M^{CORR}).	132
TABLEAU V. 6 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MIN} , M^{CORR}).	132
TABLEAU V. 7 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (M^{MAX} , N^{CORR}).	133
TABLEAU V. 8 : CHOIX DES ARMATURES DES POTEAUX.	133
TABLEAU V. 9: VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX (N^{MAX} , M^{CORR}).	134
TABLEAU V. 10 : VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX (N^{MIN} , M^{CORR}).	134
TABLEAU V. 11: VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX (M^{MAX} , N^{CORR}).	134
TABLEAU V. 12 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT POUR LES POTEAUX.	136
TABLEAU V. 13 : ESPACEMENT MAXIMALES SELON RPA99 DES POTEAUX.	138
TABLEAU V. 14 : CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALES POUR LES POTEAUX.	138
TABLEAU V. 15 : FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES (30X40).	144
TABLEAU V. 16 : FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES (30X40).	144
TABLEAU V. 17 : FERRAILLAGE DES POUTRES NON PORTEUSES (30X40).	145
TABLEAU V. 18 : FERRAILLAGE DES POUTRES NON PORTEUSES 30X40.	145

TABLEAU V. 19 : CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES PORTEUSES 30X40.	145
TABLEAU V. 20 : CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES NON PORTEUSES 30X40.	146
TABLEAU V. 21 : VERIFICATION DES POUTRES (30X40) A L'ELS.	147
TABLEAU V. 22 : VERIFICATION DES POUTRES (30X40) A L'ELS.	147
TABLEAU V. 23 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT.	147
TABLEAU V. 24 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.	148
TABLEAU V. 25 : TABLEAU RECAPITULATIF DU CALCUL DE LA FLECHE.	150
TABLEAU V. 26 : FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES 30X40(POUR LES BOUTS DE VOILE).	151
TABLEAU V. 27 : FERRAILLAGE DES POUTRES NON PORTEUSES (30X40) (POUR LES BOUTS DE VOILE).	151
TABLEAU V. 28 : CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES PORTEUSES 30X40(POUR LES BOUTS DE VOILE).	151
TABLEAU V. 29 : VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE 30X40(POUR LES BOUTS DE VOILE).	152
TABLEAU V. 30 : VERIFICATION DES POUTRES A L'ELS 30X45(POUR LES BOUTS DE VOILE).	152
TABLEAU V. 31 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT 30X40(POUR LES BOUTS DE VOILE).	152
TABLEAU V. 32 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES 30X40(POUR LES BOUTS DE VOILE).	152
TABLEAU V. 33 : TABLEAU RECAPITULATIF DU CALCUL DE LA FLECHE 30X40(POUR LES BOUTS DE VOILE).	153
TABLEAU V. 34 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES ET NON PORTEUSES.	153
TABLEAU V. 35 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES NON PORTEUSES POUR LES BOUTS DE VOILE.	154
TABLEAU V. 36 : VALEURS DE (L_F/L)	156
TABLEAU V. 37 : CALCUL DE Σ_{ULIM}	157
TABLEAU V. 38 : CALCUL DE Σ_{BA} ET Σ_{BNA} POUR L'EXEMPLE.	158
TABLEAU V. 39 : CALCUL DES ARMATURES VERTICALES DE L'EXEMPLE.	159
TABLEAU V. 40 : CALCUL DES ARMATURES DU VOILE (V1)	162
TABLEAU V. 41 : CALCUL DES ARMATURES DU VOILES (V2 ; V2')	163
TABLEAU V. 42 : CALCUL DES ARMATURES DU VOILES (V3 ; V3')	163
TABLEAU V. 43 : CALCUL DES ARMATURES DU VOILES (V4)	164

TABLEAU V. 44 : CALCUL DES ARMATURES DU VOILE (V5)	164
TABLEAU VI. 1 : SECTIONS DES SEMELLES FILANTES.	170
TABLEAU VI. 2 : CHOIS LA HAUTEUR DE NERVURE.	174
TABLEAU VI. 3 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER	174
TABLEAU VI. 4 : CONTRAINTES SOUS LE RADIER A L'ELU.	177
TABLEAU VI. 5 : CONTRAINTES SOUS LE RADIER A L'ELS.	178
TABLEAU VI. 6 : CALCUL DES MOMENTS A L'ELU.	180
TABLEAU VI. 7 : CALCUL DES MOMENTS A L'ELS.	180
TABLEAU VI. 8 : FERRAILLAGE DES PANNEAUX DU RADIER.	181
TABLEAU VI. 9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES (RADIER).	181
TABLEAU VI. 10 : FERRAILLAGE DES NERVURES SENS (Y-Y).	183
TABLEAU VI. 11 : FERRAILLAGE DES NERVURES SENS (X-X).	183
TABLEAU VI. 12 : VERIFICATION DES CONTRAINTES (NERVURE).	183
TABLEAU VI. 13 : FERRAILLAGE DU DEBORD	187
TABLEAU VI. 14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DU DEBORD	187
TABLEAU VI. 15 : FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.	190
TABLEAU VI. 16 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	192

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

B : Béton ordinaire.

$B.A.P$: Béton auto-plaçant.

$B.H.P$: Béton à Haute Performance.

\varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant à 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.

T : Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage, facteur d'amplification.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

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_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la Base.

I : Moment d'inertie.

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.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

W : Poids de la structure.

R : coefficient de comportement.

NF : Norme françaises.

NA : Norme algérienne.

Introduction

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis-à-vis de sa ruine, et garder un bon comportement en service vis-à-vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer seulement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9+2 sous-sol la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude d'étude dynamique en zone sismique.

Introduction

- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- Le septième chapitre, recherche bibliographique sur la dégradation de béton.
- Le dernier chapitre, on termine par une conclusion générale qui synthétise le travail.

La durabilité des constructions en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. Ces ouvrages sont souvent exposés à de nombreuses agressions physico-chimiques auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent résister à ces agressions, des désordres dont le plus fréquent est la corrosion des armatures apparaissent dans le béton de ces structures. Ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles ; ils hypothèquent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, leur ruine

Bien conçu et mis en œuvre suivant les règles de l'art, le béton offre aux armatures une protection à la fois physique et chimique. L'enrobage assure la protection physique en jouant un rôle de barrière vis-à-vis de l'environnement. Sa qualité (compacité, teneur en ciment, imperméabilité, etc.) et son épaisseur (3cm en milieu non agressif et 5cm en milieu marin) sont des facteurs essentiels à la bonne tenue des armatures face à la corrosion.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût. Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement de béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I.2 Présentation sur l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation en (RDC+ 2 sous sole + 9 étages) implanté à Commune de Blida , WILAYA DE BLIDA qui est classé comme zone de forte sismicité (Zone III), selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- BAEL 91.
- RPA99 version 2003.
- CBA93.

➤ Le bâtiment est composé par :

- 02 sous-sol.
- 01 RDC a usage commerciale.
- 09 étages à usage d'habitation.
- 02 terrasse inaccessible.

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**I.3.1 Dimension en plan du l'ouvrage :**

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 20 (m).
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 20 (m).

I.3.2 Dimension en élévation du l'ouvrage :

- Hauteur de 02 sous-sol 2.97 (m).
- Hauteur du rez-de-chaussée4.55 (m).
- Hauteur de l'étage courant3.30 (m).
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 34.25 (m).

I.3.3 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismique (zone III).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.25$ (bars).

I.4 Système constructif de l'ouvrage :**I.4.1 Classification selon le RPA 99 V 2003 :**

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe 2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 (m).

➤ Ossature

Selon le (RPA99 version 2003), le système de contreventement adopté pour notre structure est celui des portiques auto-stables en béton ordinaire (poteaux-poutres) suivant les deux directions contreventées par des voiles.

➤ Les planchers

Les planchers sont des éléments plans, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers dalle pleine.

➤ **Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supposent principalement un effort normal de compression.

➤ **Les poutres :**

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse.
- Poutre non porteuse.

➤ **L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60 (cm) de hauteur et de 10 (cm) d'épaisseur.

➤ **Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments non structuraux servent à faciliter les déplacements inter étages et à relier les niveaux successifs, notre structure comporte un seul type d'escalier escaliers à 3 volés.

➤ **Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur qui permet le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment. La structure comporte des cages d'ascenseurs du 1^{er} jusqu'au 9^{ème} étage.

➤ **Maçonnerie :**

- La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuses.
- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10(cm) d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 (cm).

- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 (cm) d'épaisseur.

➤ **Terrasse :**

Pour cette structure la terrasse est inaccessible.

➤ **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Une dalle de sol pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.5 Caractéristiques des matériaux :

I.5.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, granulat (sable, graviers) et d'eau dont les proportions varient selon l'usage, la composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 99/version 2003.

➤ **Résistance mécanique :**

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la Compression à 28 jours d'âge. ($f_c 28$) (Article A.2.1, 11 du BAEL 91)

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 (cm)² de section ($\varnothing=16$ cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($h =32$ cm) Pour notre étude on prend $f_{c28} = 30$ (MPa).

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée par :

$$f_{c28j} < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1).$$

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28}.$$

$$j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}.$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation : (Article A.2.1, 12 BAEL 91) .

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ (MPa).}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 30 \text{ (Mpa)}$ et $f_{t28} = 2.4 \text{ (MPa)}$.

- **Module de déformation longitudinale :**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée "Eij" :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures (Article A.2.1,21 du BAE 91).

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \longrightarrow E_{i 28} = 34179,557 \text{ (Mpa).}$$

- **Module de déformation longitudinale différée "Evj" :**

Pour des charges de longue durée d'application on a (Article A.2.1,22 du BAEL 91 [1])

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \longrightarrow E_{v 28} = 11496,76 \text{ (Mpa).}$$

- **Coefficient de Poisson :**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $n = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $n = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

➤ **Poids volumique :**

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ (KN/m}^3\text{)}$.

➤ **Les contraintes Limites :**

• **Contraintes à l'État limitent ultime « E.L.U » :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\Theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoire. : $f_{bc} = 17$ (MPa).
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles. $f_{bc} = 22,17$ (MPa).

Θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\Theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.
- $\Theta = 0,9$ si 1 heure > Durée > 24 heure.
- $\Theta = 0.85$ si 1 heure > Durée.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{cj}.$$

Pour notre cas nous avons $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ (MPa)}$.

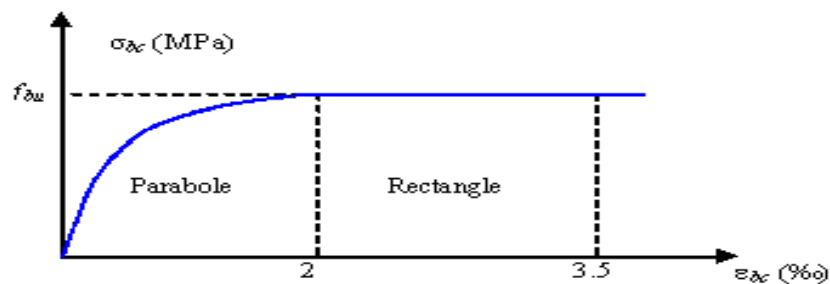


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

- **Les contraintes à l'État limite de service « E.L.S » :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

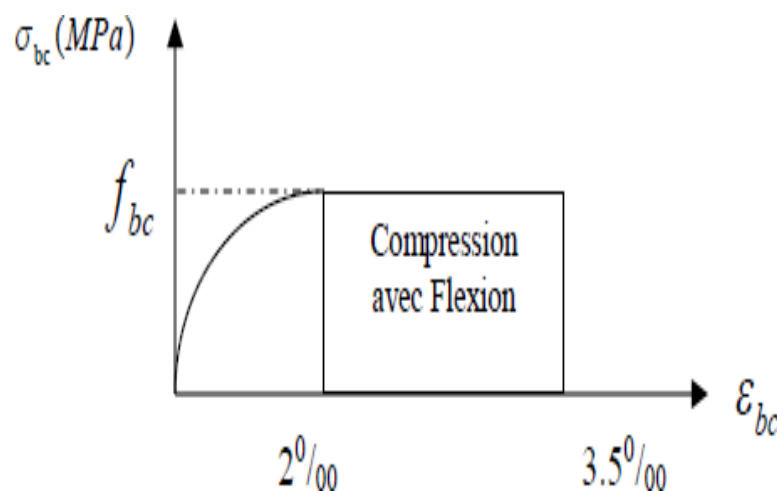


Figure I. 2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

- **Acier :**

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

- **Limite d'élasticité :**

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau I. 1 : types des aciers selon leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence(HA)	Armatures longitudinales	FeE500	10	500
Treillis soudé(T.S)	Dalle de compression	TLE520	0	520

- Les ronds lisses (R.L) : feE240 = 235 (MPa).
- Barres à haute adhérence (HA) : feE500 = 500 (MPa).
- Treillis soudés (TS) : Fe = 520 (MPa).

- **Module d'élasticité des aciers :**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ (MPa)}.$$

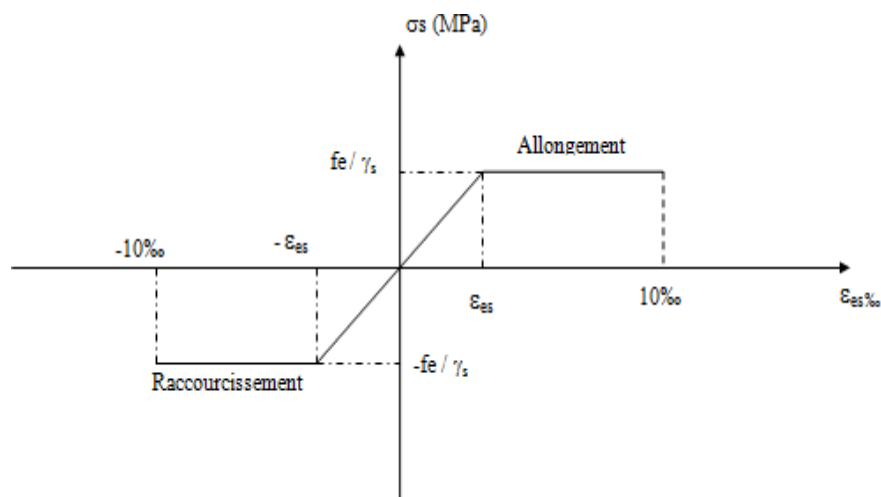


Figure I. 3 : diagramme contraintes – déformations d'acier à ELU.

➤ **Les contraintes limites de calcul :**

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

On adopte le diagramme de (contraintes-déformations) suivant :

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

σ_s = Contrainte de l'acier .

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,0 & \text{Situation accidentelle.} \\ 1,15 & \text{Situation durable transitoire.} \end{cases}$$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur.

Haute adhérence (Fe = 500 MPa)

$$\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ Mpa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 500 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **Contraintes limites à l'état limite service (E.L.S) :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq 0,8 \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$.
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

I.6 Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « **n** » est le rapport : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

I.7 Hypothèse de calcul :

La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 30$ (Mpa).

La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.4$ (Mpa).

Pour les armateurs de l'acier longitudinale : on a choisi HA : $F_e = 500$ (Mpa).

Pour les armatures Transversales : On a choisi R.L $F_e = 235$ (Mpa).

Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA $F_e = 520$ (MPa).

I.8 Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « E.L.U » sont :

Pour les situations durables : $P1 = 1,35 G + 1,5 Q$

- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$P2 = G + Q \pm E.$

$P3 = 0,8 G \pm E.$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service :

$P4 = G + Q.$

Avec : G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

. E : L'effort de séisme.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction :

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

Pour cela nous devons évaluer les charges revenantes à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques Issues de l'expérience ; il sera établi selon « le CBA le BAEL 91 modifié 99 et le RPA 99/Version 2003 ».

Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.

II.2 Pré dimensionnement Des Planchers :

Le plancher est un ouvrage qui, dans une construction une plateforme horizontale au rez-de-chaussée, ou un séparateur entre deux étages, leurs fonctions principales sont :

- Porter les charges et les surcharges du bâtiment.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

II.2.1 Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule

empirique de CBA93 [Article B.6.8.4.2.4] suivante : $ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : **ht** : épaisseur de la dalle de compression corps creux.

L : Porté maximale entre nus d'appuis dans le sens de dispositions des poutrelles.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

On a:

$$L_{\max} = 450 \text{ (m)}.$$

$$\text{Alors : } ht \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ (cm)}.$$

Donc on adopte une épaisseur de : 21 (cm). On prend : **ht** = (16+5) (cm).

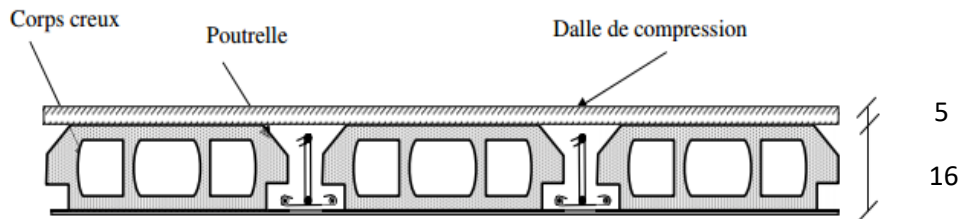


Figure II. 1 : Schéma Plancher à corps creux.

- 16 (cm) : hauteur du corps-creux.
- 5 (cm) : hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 Plancher à Dalle Pleine :

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 :**

$e = 7$ (cm) Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ (cm) Pour deux heures de coupe-feu. On admet : **$e = 11$ (cm)**.

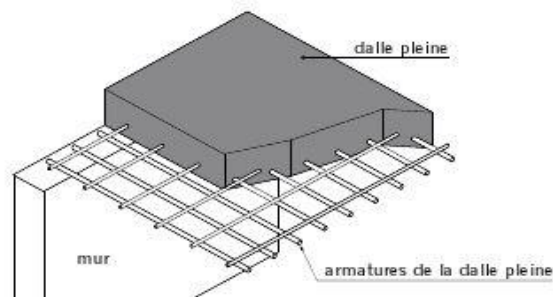


Figure II. 2 : Schéma du plancher à dalle pleine.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles de **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **$e = 15$ (cm).**

- **Résistance à la flexion :**

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

[BAEL91/modifié 99] :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dalle reposant sur quatre appuis : $Lx = 450$ (cm). $\frac{450}{50} \leq e \leq \frac{450}{40}$

Donc on trouve : $9 \leq e \leq 11.25$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max(11 ; 15 ; 11)$ (cm) $\rightarrow e = 15$ (cm).

II.3 Balcons :

$L_x = 1.70$ (m).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

La dalle repose sur trois appuis : $\frac{170}{50} \leq e \leq \frac{170}{40} \rightarrow 3.4 < e < 4.25$

On limite donc notre épaisseur à : $e = 15(\text{cm})$.

II.4 Pré dimensionnement des poutres :

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

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques.
- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon le « RPA 99 modifié 2003».
- Vérification de la rigidité.

Selon les formules empiriques (BAEL91/modifié99) [1] :

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

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

Avec :

L : Portée de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Selon RPA version 2003 :

On doit respecter les conditions suivantes :

- 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 : $\frac{h}{b} \leq 04$

II.4.1 Poutres principales :

$L_{\max} = 457 \text{ cm}$ entre axe d'appui.

$30.46 \leq h \leq 45.7 \longrightarrow h = 40 (\text{cm})$.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$12 \leq b \leq 28 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ (cm)}.$$

Nous choisissons une poutre de : $b \times h = 40 \times 25 \text{ (cm)}^2$.

Vérification selon le RPA 99 :

$$b = 30 \text{ (cm)} \geq 20 \text{ (cm)}.$$

$$h = 40 \text{ (cm)} \geq 30 \text{ (cm)}.$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 04.$$

Donc les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

II.4.2 Poutre secondaire :

$L_{\max} = 450 \text{ (cm)}$ entre axe d'appui.

$$30 \leq h \leq 45 \quad \longrightarrow \quad h = 40 \text{ (cm)}.$$

$$12 \leq b \leq 28 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ (cm)}.$$

$$\frac{h}{b} = 1.6 \leq 04$$

Donc les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcul d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q(\text{charge total})}{\sigma_{\text{béton}}}$$

On peut dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanents et des exploitations à l'état limite ultime ($1,35G+1,5Q$).

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ (Mpa)}.$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.5.1 Étapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99 versions 2003 : [Art 7.4.1].

Pour les poteaux rectangulaire (carré) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ (cm).} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux soumis à la

compression selon la formule suivante : $N_{\text{ultime}} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : Élançement d'EULER. $\lambda = \left(\frac{L_f}{i} \right)$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de Gravité et Perpendiculaire au Plan de flambement.

B : Surface de la section du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$)..... situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$) situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier Fe=500 (MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30\text{MPa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

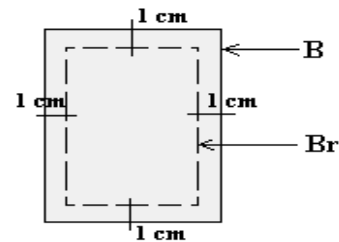
B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1(cm) d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \longrightarrow & \text{Si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \longrightarrow & \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad (\text{section rectangulaire}).$$

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

Et donc : $Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66N_u$



II.6 Évaluation des charges permanentes et es surcharges d'exploitations :

II.6.1 Charges permanentes :

II.6.1.1 Plancher terrasse (Inaccessible) :

Tableau II.1 : Charge permanents de la terrasse.

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	17	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
Forme de pente	0,07	22	1,54
Feuille de polyene	-	-	0,01
Isolation thermique	0,04	04	0,16
Plancher corps creux	0,16 + 0,05	-	3,05
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Totale $G_t = 5,94$ KN/m²			

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.6.1.2 Plancher étage courant :

Tableau II.2 : Charge permanents du plancher a corps creux.

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
sable fin	0,03	18	0,54
Plancher à corps creux	0,16 + 0,05	-	3,05
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons	/	/	1,00
Totale G_t = 5,59 KN/m²			

II.6.1.3 Plancher de sous-sol (parking) :

Tableau II.3 : Charge permanents de la dalle pleine.

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Forme en béton	0,1	22	2,20
Dalle plein	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Totale G_t = 6,31 KN/m²			

II.6.1.4 Balcons

Tableau II.4 : Charge permanents des balcons.

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
sable fin	0,03	18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Totale G_t = 6,29 KN/m²			

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.6.1.5 Maçonnerie :

II.6.1.5.1 Murs extérieur :

Tableau II.5 : Charge permanents des murs extérieurs.

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,40
Brique creuse	0,15	9	1,35
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit intérieur en plâtre	0,02	9	0,18
Totale $G_t = 2,83$ KN/m²			

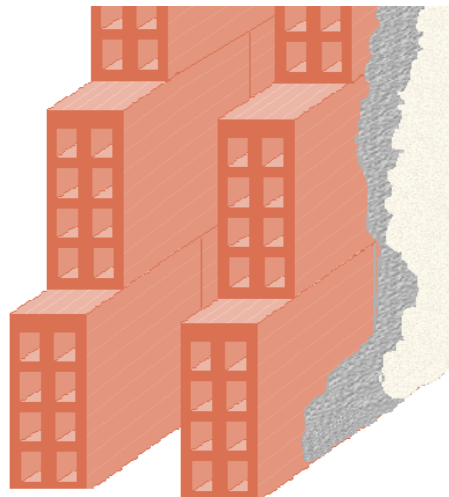


Figure II. 3 : murs extérieurs.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.7 Calcul des surcharges :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.
- Plancher étage courant à usage d'habitation : $Q = (1.5 \text{ KN/m}^2\text{)}$.
- Plancher RDC et 1^{er} étage à usage commercial : $Q = (5 \text{ KN/m}^2\text{)}$.
- Plancher sous-sol (Parking) : $Q = (2.5 \text{ KN/m}^2\text{)}$.
- Escalier : $Q = (2.5 \text{ KN/m}^2\text{)}$.
- Balcons : $Q = (3.5 \text{ KN/m}^2\text{)}$.
- Acrotère : $Q = (1 \text{ KN/m}^2\text{)}$.

II.8 Descente de charges :

On doit tout d'abord choisir le poteau le plus sollicité sachant qu'il y'a 3 types de poteaux:

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

II.9 Surface d'influence du poteau :

II.9.1 Le poteau central :

- **Surface reprise :** Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface SQ égale : $SQ = (4.45 \times 4.325) - (0.4 \times 0.4) = 19.09 \text{ (m}^2\text{)}$.

Et une surface $SG = (4.45 \times 4.325) = 19.25 \text{ (m}^2\text{)}$.

II.9.1.1 Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Gt = 5,94 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.
- Plancher étage courant : $Gt = 5,59 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

- Plancher RDC : $G_t = 5,59 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.
- Planche sous-sol : $G_t = 6,31 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

II.9.1.2 Poids revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $P = 5,94 \times 19,25 = 114,35 \text{ (KN)}$.
- Plancher étage courant $P = 5,59 \times 19,25 = 107,61 \text{ (KN)}$.
- Plancher RDC : $P = 5,59 \times 19,25 = 107,61 \text{ (KN)}$.
- Planche sous-sol : $P = 6,31 \times 19,25 = 121,47 \text{ (KN)}$.

II.9.1.3 Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutre principale : $P = (0,4 \times 0,3) \times 25 \times 4,45 = 13,35 \text{ (KN)}$.
- Poutre secondaire : $P = (0,4 \times 0,3) \times 25 \times (4,325 - 0,4) = 11,78 \text{ (KN)}$.

II.9.1.4 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 19,09 = 19,09 \text{ (KN)}$.
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 19,09 = 28,64 \text{ (KN)}$.
- Plancher RDC : $Q_{10} = 3,5 \times 19,09 = 66,815 \text{ (KN)}$.
- Planche sous-sol : $Q_{11} = Q_{12} = 2,5 \times 19,09 = 47,73 \text{ (KN)}$.

II.9.1.5 Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, on fixe les dimensions minimales exigée par RPA 99 modifiée 2003, pour tous les poteaux de la structure :

$$a = 30 \text{ (cm)}$$

$$b = 30 \text{ (cm)} \quad (\text{Zone III}). \quad \text{Donc :}$$

- Poteau d'étage courant :

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$G = 0,40 \times 0,40 \times 3,30 \times 25 = 13,20 \text{ (KN)}.$$

- Poteau du RDC :

$$G = 0,4 \times 0,4 \times 4,55 \times 25 = 18,20 \text{ (KN)}.$$

- Poteau du sous-sol :

$$G = 0,40 \times 0,40 \times 2,97 \times 25 = 11,88 \text{ (KN)}.$$

II.9.1.6 Dégression des surcharges d'exploitation :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans le cas de ce projet, les étages ont un usage différent et la surcharge d'exploitation est différente.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.9.1.7 Les surcharges cumulées :

Tableau II.6 : Les surcharge d'exploitation cumulées.

Les surcharge d'exploitation cumulées				
Terrasse	Q0 (KN)	Qo	19,09	19,09
Niv 9	Q1(KN)	Qo+Q1	28,64	47,73
Niv 8	Q2(KN)	Qo+0,95(Q1+Q2)	28,64	73,51
Niv 7	Q3 (KN)	Qo+0,90(Q1+Q2+Q3)	28,64	96,42
Niv 6	Q4 (KN)	Qo+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	28,64	116,47
Niv 5	Q5 (KN)	Qo+0,80(Q1+.....+Q5)	28,64	133,65
Niv 4	Q6 (KN)	Qo+0,75(Q1+.....+Q6)	28,64	147,97
Niv 3	Q7 (KN)	Qo+0,714(Q1+...+Q7)	28,64	162,23
Niv 2	Q8 (KN)	Qo+0,688(Q2+....+Q8)	28,64	177,18
Niv 1	Q9 (KN)	Qo+0,666(Q1+.....+Q9)	28,64	191,79
RDC	Q10 (KN)	Qo+0,65(Q1+.....+Q10)	66,82	230,07
SS1	Q11 (KN)	Qo+0,636(Q1+.....+Q11)	47,70	257,35

II.9.1.8 Choix des sections des poteaux :

Tableau II.7 : Récapitulation de pré dimensionnement de poteau de centre.

choix et vérification des section des poteau centraux carres												
NIV	G tot (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Nu cuml (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix (cm)	Nser (cm)	Nser cuml (cm)	σser (MPa)	Vérification
Térasse	152,675	19,09	234,75	174,42	115,12	12,73	30*30	30	171,765	171,765	1,66	Cv
NIV9	145,935	28,64	239,97	414,39	273,50	18,54	30*30	35	174,575	346,34	2,46	Cv
NIV8	145,935	28,64	239,97	654,37	431,88	22,78	30*30	35	174,575	520,915	3,70	Cv
NIV7	145,935	28,64	239,97	894,34	590,26	26,30	30*30	35	174,575	695,49	4,94	Cv
NIV6	145,935	28,64	239,97	1134,31	748,64	29,36	30*30	35	174,575	870,065	6,18	Cv
NIV5	145,935	28,64	239,97	1374,28	907,03	32,12	30*30	40	174,575	1044,64	5,68	Cv
NIV4	145,935	28,64	239,97	1614,26	1065,41	34,64	30*30	40	174,575	1219,215	6,63	Cv
NIV3	145,935	28,64	239,97	1854,23	1223,79	36,98	30*30	40	174,575	1393,79	7,57	Cv
NIV2	145,935	28,64	239,97	2094,20	1382,17	39,18	30*30	45	174,575	1568,365	6,73	Cv
NIV1	145,935	28,64	239,97	2334,17	1540,55	41,25	30*30	45	174,575	1742,94	7,48	Cv
RDC	150,935	66,89	304,10	2638,27	1741,26	43,73	30*30	50	217,825	1960,765	6,82	Cv
SSOL1	158,475	47,73	285,54	2923,81	1929,71	45,93	30*30	50	206,205	2166,97	7,54	Cv

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

Donc :

Sous-sol et RDC : $(50 \times 50) \text{ (cm)}^2$.

1^{ère}, 2^{ème} et étage : $(45 \times 45) \text{ (cm)}^2$.

3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et étage : $(40 \times 40) \text{ (cm)}^2$.

6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et étage : $(35 \times 35) \text{ (cm)}^2$.

9^{ème}, terrasse étage : $(30 \times 30) \text{ (cm)}^2$.

II.9.2 Le poteau de rive :

- **Surface reprise :** Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface **SQ** égale : $\text{SQ} = (4.45 \times 2.19) - (0.4 \times 0.4) = 9.59 \text{ (m)}^2$.

Et une surface **SG** = $(4.45 \times 2.19) = 9.75 \text{ (m)}^2$.

II.9.2.1 Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : **Gt** = 5,94 (KN/m²).
- Plancher étage courant : **Gt** = 5,59 (KN/m²).
- Plancher RDC : **Gt** = 5,59 (KN/m²).
- Plancher sous-sol : **Gt** = 6,31 (KN/m²).

II.9.2.2 Poids revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : **P** = $5,94 \times 9,75 = 57,92 \text{ (KN)}$.
- Plancher étage courant : **P** = $5,59 \times 9,75 = 54,50 \text{ (KN)}$.
- Plancher RDC : **P** = $5,59 \times 9,75 = 54,50 \text{ (KN)}$.
- Plancher sous-sol : **P** = $6,31 \times 9,75 = 61,52 \text{ (KN)}$.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.9.2.3 Poids propre revenant à chaque poutre :

Poutre principale : $P = (0,4 \times 0,3) \times 25 \times 4,45 = 13,35 \text{ (KN)}$.

Poutre secondaire : $P = (0,4 \times 0,3) \times 25 \times (2,19 - 0,4) = 5,37 \text{ (KN)}$.

D ou le poids total des poutres est : $P_{\text{totale}} = 13,35 + 5,37$ donc : $P_{\text{totale}} = 18,72 \text{ (KN)}$.

II.9.2.4 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 9,59 = 9,59 \text{ (KN)}$.
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 9,59 = 14,39 \text{ (KN)}$.
- Plancher RDC : $Q_{10} = 3,5 \times 9,59 = 33,57 \text{ (KN)}$.
- Plancher sous-sol : $Q_{11} = Q_{12} = 2,5 \times 9,59 = 23,98 \text{ (KN)}$.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.9.2.7 Les surcharges cumulées :

Tableau II.8 : Les surcharge d'exploitation cumulées.

DECENTE DE CHARGE				
Terasse	Q0 (KN)	Qo	9,59	9,59
Niv 9	Q1 (KN)	Qo+Q1	14,39	23,98
Niv 8	Q2 (KN)	Qo+0,95(Q1+Q2)	14,39	36,92
Niv 7	Q3 (KN)	Qo+0,90(Q1+Q2+Q3)	14,39	48,43
Niv 6	Q4 (KN)	Qo+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	14,39	58,50
Niv 5	Q5 (KN)	Qo+0,80(Q1+....+Q5)	14,39	67,13
Niv 4	Q6 (KN)	Qo+0,75(Q1+....+Q6)	14,39	74,32
Niv 3	Q7 (KN)	Qo+0,714(Q1+...+Q7)	14,39	81,49
Niv 2	Q8 (KN)	Qo+0,688(Q2+....+Q8)	14,39	89,00
Niv 1	Q9 (KN)	Qo+0,666(Q1+....+Q9)	14,39	96,33
RDC	Q10 (KN)	Qo+0,65(Q1+....+Q10)	33,57	115,56
SS1	Q11 (KN)	Qo+0,636(Q1+....+Q11)	23,98	129,27

II.9.2.8 Choix des sections des poteaux :

Tableau II.9 : Récapitulation de pré dimensionnement de poteau de centre.

choix et vérification des section des poteau rives carres												
NIV	G tot (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Nu cuml (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix (cm)	Nser (cm)	Nser cuml (cm)	σser (MPa)	Vérification
Térasse	89,84	9,59	135,67	174,42	115,12	12,73	30*30	30	99,43	99,43	0,96	CV
NIV9	86,42	14,38	138,24	312,66	206,35	16,37	30*30	30	100,8	200,23	1,93	CV
NIV8	86,42	14,38	138,24	450,90	297,59	19,25	30*30	30	100,8	301,03	2,91	CV
NIV7	86,42	14,38	138,24	589,13	388,83	21,72	30*30	30	100,8	401,83	3,88	CV
NIV6	86,42	14,38	138,24	727,37	480,06	23,91	30*30	30	100,8	502,63	4,86	CV
NIV5	86,42	14,38	138,24	865,61	571,30	25,90	30*30	30	100,8	603,43	5,83	CV
NIV4	86,42	14,38	138,24	1003,84	662,54	27,74	30*30	35	100,8	704,23	5,00	CV
NIV3	86,42	14,38	138,24	1142,08	753,77	29,45	30*30	35	100,8	805,03	5,71	CV
NIV2	86,42	14,38	138,24	1280,32	845,01	31,07	30*30	35	100,8	905,83	6,43	CV
NIV1	86,42	14,38	138,24	1418,55	936,25	32,60	30*30	40	100,8	1006,63	5,47	CV
RDC	91,42	33,56	173,76	1592,31	1050,93	34,42	30*30	40	124,98	1131,61	6,15	CV
Ssol 1	92,12	23,97	160,32	1752,63	1156,73	36,01	30*30	40	116,09	1247,7	6,78	CV

Donc :

Sous-sol, RDC et 1ère : (40×40) (cm)².

2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage : (35×35) (cm)².

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et terrasse étage : (30×30) (cm)².

II.9.3 Le poteau d'angle :

- **Surface reprise :** Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface **SQ** égale : $SQ = (2.28 \times 2.19) - (0.4 \times 0.4) = 4.83 \text{ (m)}^2$.

Et une surface **SG** = $(2.28 \times 2.19) = 4.99 \text{ (m)}^2$.

II.9.3.1 Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : **Gt** = 5,94 (KN/m²).
- Plancher étage courant : **Gt** = 5,59 (KN/m²).
- Plancher RDC : **Gt** = 5,59 (KN/m²).
- Plancher sous-sol : **Gt** = 6,31 (KN/m²).

II.9.3.2 Poids revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : **P** = $5,94 \times 4.99 = 29,64 \text{ (KN)}$.
- Plancher étage courant : **P** = $5,59 \times 4.99 = 27,89 \text{ (KN)}$.
- Plancher RDC : **P** = $5,59 \times 4.99 = 27,89 \text{ (KN)}$.
- Plancher sous-sol : **P** = $6,31 \times 4.99 = 31,49 \text{ (KN)}$.

II.9.3.3 Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutre principale : **P** = $(0,4 \times 0,3) \times 25 \times 2.28 = 6.84 \text{ (KN)}$.
- Poutre secondaire : **P** = $(0,4 \times 0,3) \times 25 \times (2.19 - 0,4) = 5.37 \text{ (KN)}$.

D où le poids total des poutres est : **P_{total}** = 6.84 + 5.37 donc : **P_{total}** = 12.81 (KN).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.9.3.4 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 4.83 = 4.83$ (KN).
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 4.83 = 7.25$ (KN).
- Plancher RDC : $Q_{10} = 3,5 \times 4.83 = 16.90$ (KN).
- Planche sous-sol : $Q_{11} = Q_{12} = 2,5 \times 4.83 = 12.08$ (KN).

II.9.3.7 Les surcharges cumulées :

Tableau II.10 : Les surcharge d'exploitation cumulées.

DECENTE DE CHARGE				
Terasse	Q0 (KN)	Qo	4,83	4,83
Niv 9	Q1 (KN)	Qo+Q1	7,25	12,08
Niv 8	Q2 (KN)	Qo+0,95(Q1+Q2)	7,25	18,61
Niv 7	Q3 (KN)	Qo+0,90(Q1+Q2+Q3)	7,25	24,41
Niv 6	Q4 (KN)	Qo+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	7,25	29,48
Niv 5	Q5 (KN)	Qo+0,80(Q1+....+Q5)	7,25	33,83
Niv 4	Q6 (KN)	Qo+0,75(Q1+....+Q6)	7,25	37,46
Niv 3	Q7 (KN)	Qo+0,714(Q1+...+Q7)	7,25	41,07
Niv 2	Q8 (KN)	Qo+0,688(Q2+....+Q8)	7,25	44,85
Niv 1	Q9 (KN)	Qo+0,666(Q1+....+Q9)	7,25	48,55
RDC	Q10 (KN)	Qo+0,65(Q1+....+Q10)	16,90	58,23
SS1	Q11 (KN)	Qo+0,636(Q1+....+Q11)	12,08	65,14

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.9.3.8 Choix des sections des poteaux :

Tableau II.11 : Récapitulation de pré dimensionnement de poteau de centre.

choix et vérification des section des poteau d'angle carres												
NIV	G tot (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Nu cuml (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix (cm)	Nser (cm)	Nser cuml (cm)	σser (MPa)	Vérification
Térasse	55,05	4,83	81,56	174,42	115,12	12,73	30*30	30	59,88	59,88	0,58	CV
NIV9	53,3	7,25	82,83	257,25	169,79	15,03	30*30	30	60,55	120,43	1,16	CV
NIV8	53,3	7,25	82,83	340,08	224,45	16,98	30*30	30	60,55	180,98	1,75	CV
NIV7	53,3	7,25	82,83	422,91	279,12	18,71	30*30	30	60,55	241,53	2,33	CV
NIV6	53,3	7,25	82,83	505,74	333,79	20,27	30*30	30	60,55	302,08	2,92	CV
NIV5	53,3	7,25	82,83	588,57	388,46	21,71	30*30	30	60,55	362,63	3,50	CV
NIV4	53,3	7,25	82,83	671,40	443,12	23,05	30*30	30	60,55	423,18	4,09	CV
NIV3	53,3	7,25	82,83	754,23	497,79	24,31	30*30	35	60,55	483,73	3,43	CV
NIV2	53,3	7,25	82,83	837,06	552,46	25,50	30*30	35	60,55	544,28	3,86	CV
NIV1	53,3	7,25	82,83	919,89	607,13	26,64	30*30	35	60,55	604,83	4,29	CV
RDC	58,3	16,9	104,06	1023,95	675,80	28,00	30*30	40	75,2	680,03	3,70	CV
Ssol 1	55,58	12,08	93,15	1117,10	737,29	29,15	30*30	40	67,66	747,69	4,06	CV

Donc :

Sous-sol et RDC : (40×40) (cm)².

1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : (35×35) (cm)².

4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et terrasse étage : (30×30) (cm)².

II.10 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du Bâtiment ; pour leurs pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations de l'article (7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003) L'épaisseur minimale des voiles est de 15 (cm), de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**h_e**) et des Conditions de rigidité aux extrémités.

Avec :

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

l : longueur de voile .
 h_e : Hauteur d'étage.
 a : épaisseur du voile.

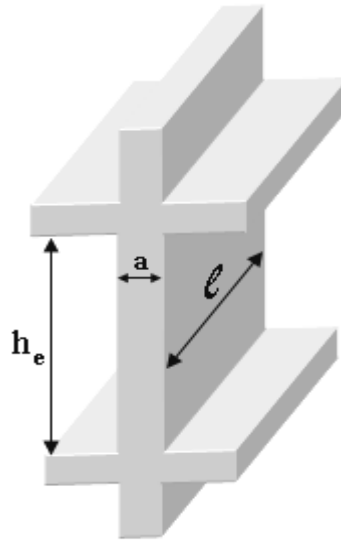


Figure II. 4 : schéma du voile.

Donc :

$$a \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} \right).$$

Avec: ($h_e = h_e - 40$)

Tableau II.12 : Récapitulation de pré dimensionnement des voiles.

Niv	h_e (cm)	a (cm)
De 1 ^{er} jusqu'à 9 ^{eme} étage	290	20
RDC	405	25
Sous-sol	257	25

Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l'acrotère, les escaliers et les planchers.

- L'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.
- Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

III.2 Acrotère :

III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément non structurel de sécurité, entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastree au niveau du plancher terrasse, qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

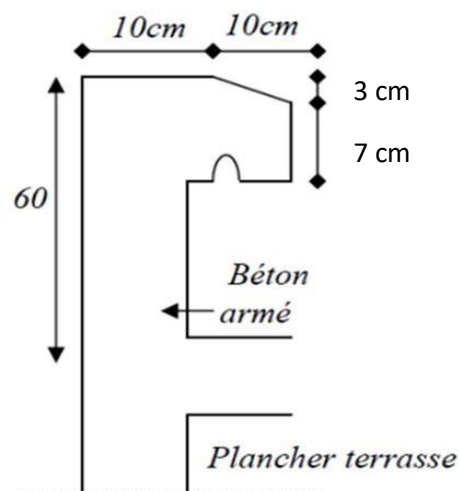


Figure III. 1 : Dimensions de l'acrotère

III.2.2 Evaluation des charges :**a. Charges permanentes :**

Le poids total de l'acrotère :

$$G = 2,214 \text{ (KN/m)}.$$

b. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante est :

$$Q=1,0 \text{ (KN/m)}.$$

c. L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p) :

D'après **RPA 99 version 2003**, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p=4AC_pW_p \dots \text{Eq III.1 [2]}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA**.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0.25$].

C_p : Facteur de la force horizontale..... [$C_p = 0.8$].

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p = 2,214 \text{ KN}$].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,214 = 1,771 \text{ (KN)}.$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,771 \text{ (KN)} \\ 1,5Q = 1,50 \text{ (KN)} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,771 \text{ (KN)}.$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G=2,214 (KN/ml)** et **Q_h=1,771 (KN/ml)**.

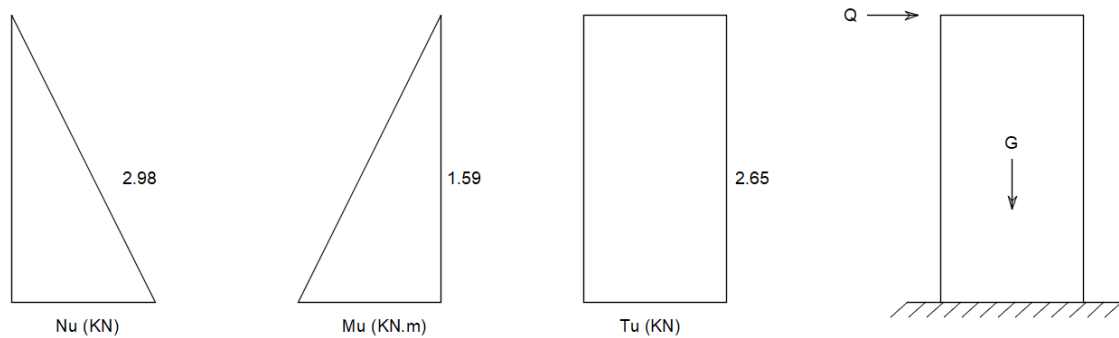


Figure III. 2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.2.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,988 \text{ (KN)}.$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,594 \text{ (KN.m)}.$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,656 \text{ (KN)}.$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,214 \text{ (KN)}.$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h = 1,062 \text{ (KN.m)}.$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,771 \text{ (KN)}.$$

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10$ (cm); $b = 100$ (cm); $f_{c28} = 30$ (MPa); $\sigma_{bc} = 17$ (MPa); $c = c' = 2$ (cm); $f_e = 500$ (MPa).

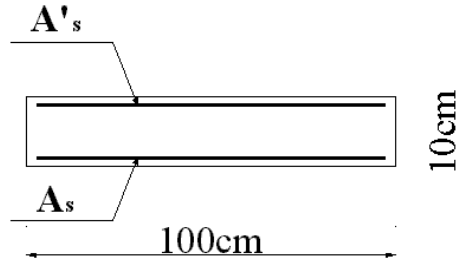


Figure III. 3 : Ferrailage de l'acrotère.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,593}{2,988} = 53,31(\text{cm}).$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3(\text{cm}).$$

On à :

$$e_0 = 53,31 \text{ cm} > \frac{10}{2} - c' = 3(\text{cm}). \rightarrow \text{SPC}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$- M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,682(\text{KN.m}).$$

$$- \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,012$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$- \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$- Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,9(\text{cm}).$$

$$- A_{s1} = A'_s = 0$$

$$- A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 37,14(\text{mm})^2. \quad \text{donc } \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 0,37(\text{cm})^2. \end{array} \right.$$

III.2.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millièème et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4 \text{ (MPa)} ; \quad f_e=500 \text{ (MPa)} ; \quad b=100 \text{ (cm)} ; \quad d=9 \text{ (cm)}.$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max}(1; 0.99) \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s^{\min} = 1 \text{ (cm)}^2$$

Donc : nous adopterons finalement pour **4T8** = 2,01 (cm)²

Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ (cm)}$.

III.2.6 Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 2,01 \text{ (cm}^2 \text{/ml)}.$$

On choisit **4T8** = 2,01 (cm)² avec un espacement : $S_t = \frac{60}{4} 15 \text{ (cm)}$.

III.2.7 Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ (cm)}.$$

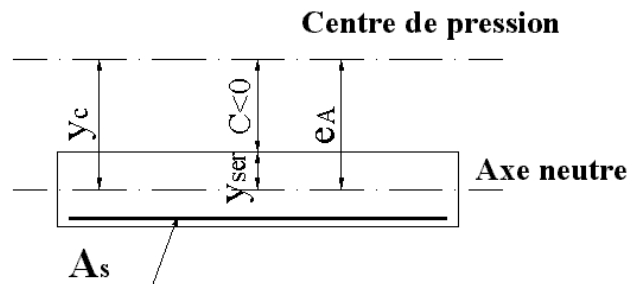


Figure III. 4 : Distance de l'axe neutre.

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 43$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99», on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 90(c - c_1) \frac{A'_s}{b} + 90(c + d) \frac{A_s}{b} = -5502.31 (cm)^2. \\ q = 2c^3 - 90(c + c_1)^2 \frac{A'_s}{b} - 90(c + d)^2 \frac{A_s}{b} = 152432.08 (cm)^2. \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,4 < 0$$

$$y_c = -2 \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 44.91 (cm).$$

La solution qui convient est : $y_c = 44,91 (cm)$; $Y_{ser} = Y_c - C = 1,9 (cm)$.

Donc : $y_{ser} = 1.9 (cm)$. $y_c = 44,91 (cm)$.

III.2.8 Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 (Mpa)$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,214 \times 10^3 \times 449,1}{4042.28 \times 10^4}\right) \times 19 = 0,5 (MPa) \leq 18 (MPa) \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e ; \text{Max}(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})\right) = 250 \text{ Mpa} \quad (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 78,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = -1,247 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.9 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{Mpa}\} = 3(\text{Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{2,656 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,033 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3(\text{Mpa}) \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

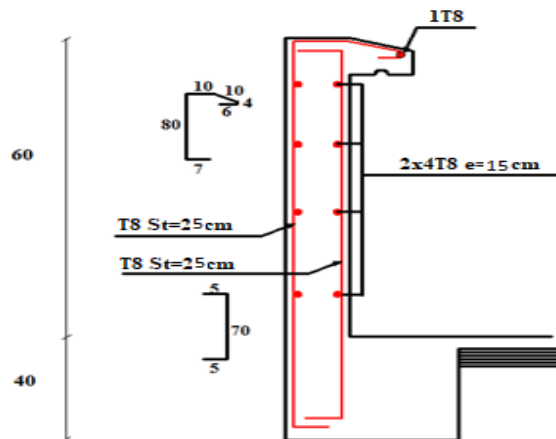


Figure III. 5 : plan de ferrailage d'acrotère.

III.3 Etude des planchers :

III.3.1 introductions :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont un rôle important dans la structure :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux. Dans notre structure, on a

Deux type de plancher :

- Plancher à corps creux
- Dalle pleine.

III.3.2. Plancher à corps creux :

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

Calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La table de compression

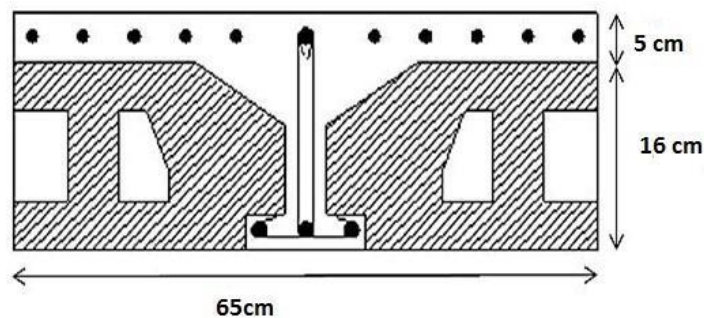


Figure III. 6 : Coupe du plancher en corps creux

III.3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 21 \times 65)$ (cm)³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

A. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les une par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas : $L_{\max} = 4$ m) et distancées par la largeur d'un corps creux (entrevous). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives Pour notre bâtiment on a deux (02) types de poutrelle :

- 1 Poutrelle à 05 travées

- 2 Poutrelle à 03 travées
- 3 poutrelle à 02 travées

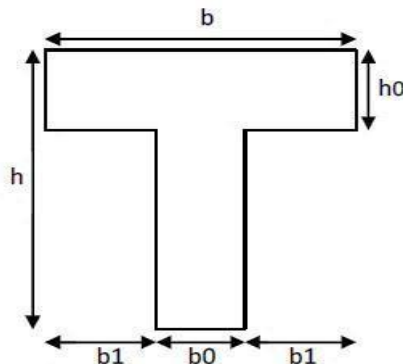


Figure III. 7 : Dimensions De La Poutrelle.

B. Dimensions des poutrelles :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher. « 21 cm ».

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

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

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \times h = (8,4; 12,6) \text{ (cm)}.$$

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

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

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ (cm)}.$$

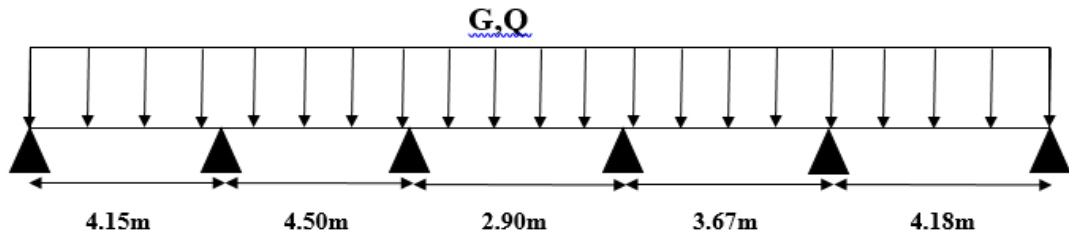
$$L_y = 450 - 40 = 410 \text{ (cm)}.$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}; \frac{410}{10} \right) = 26.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ (cm)}$$

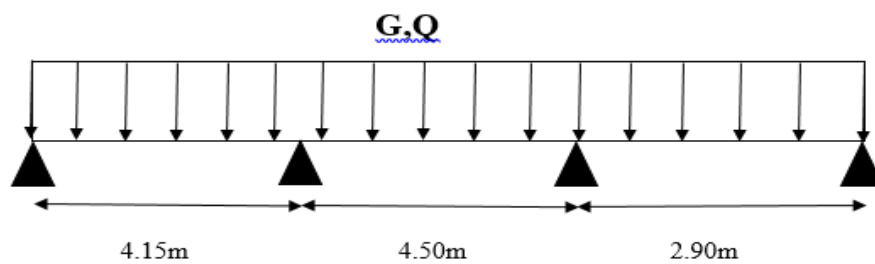
Soit : **b = 65 (cm).**

C. Les Différents types des poutrelles :

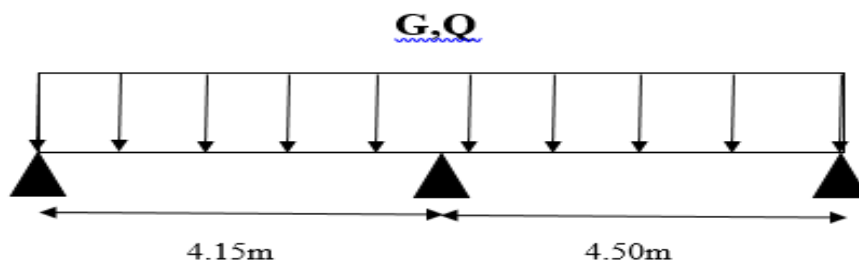
Type 01 : cinq travées



Type 02 : trois travées



Type 03 : deux travées



D. Calcul Des Poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

D.1.1^{ère} étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutres simplement appuyée et elle supporte

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1(\text{KN/m}^2)$.

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

D.1.1. Evaluation des charges et surcharges :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- Poids propre de poutrelle $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 (\text{KN/ml})$.
- Poids propre du corps creux $0,65 \times 3,05 = 1,982 (\text{KN/ml})$.

G = 2.132 (KN/ml).

- Surcharge d'exploitation du chantier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots Q = 0,65 \text{ N/ml}$

D.1.2 Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.850 (\text{KN/ml})$.

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2.782 (\text{KN/ml})$.

D.1.3 Calcul des moments : $L=4.5\text{m}$ (la plus grande travée)

$$M_U = \frac{q_U l^2}{8} = \frac{3.850 \times 4.5^2}{8} = 9.74 (\text{KN.M})$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.782 \times 4.5^2}{8} = 7.04 (\text{KN.M})$$

D.2 Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u = 9.740 (\text{KN.m})$; $b = 12 (\text{cm})$; $d = 4.50 (\text{cm})$; $\sigma_{bc} = 17 (\text{Mpa})$.

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2.35 > \mu_R = 0.371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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'elle fléchisse.

D.2.2^{ème} 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 »

D.2.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

Plancher terrasse :

Charge permanente : $G=5.94*0.65=3.861$ (KN/ml)

Charge d'exploitation : $Q=1*0.65=0.65$ (KN/ml).

Plancher courant :

Charge permanente : $G=5.59*0.65=3.633$ (KN/ml).

Charge d'exploitation : $Q=1.5*0.65=0.975$ (KN/ml).

D.2.2. Combinaison des charges :

Plancher terrasse :

ELU : $qu=1.35G+1.5Q=6.187$ (KN/ml) ELS : $qs=G+Q=4.608$ (KN/ml)

Plancher courant :

ELU : $qu=1.35G+1.5Q=6.367$ K(N/ml) ELS : $qs=G+Q=4.608$ (KN/ml).

Conclusion : le plancher terrasse est le plus sollicité

III.3.2.2. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes de calcul manuel 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

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

4- La fissuration est peu 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.**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$ 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).

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré .

q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » 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.

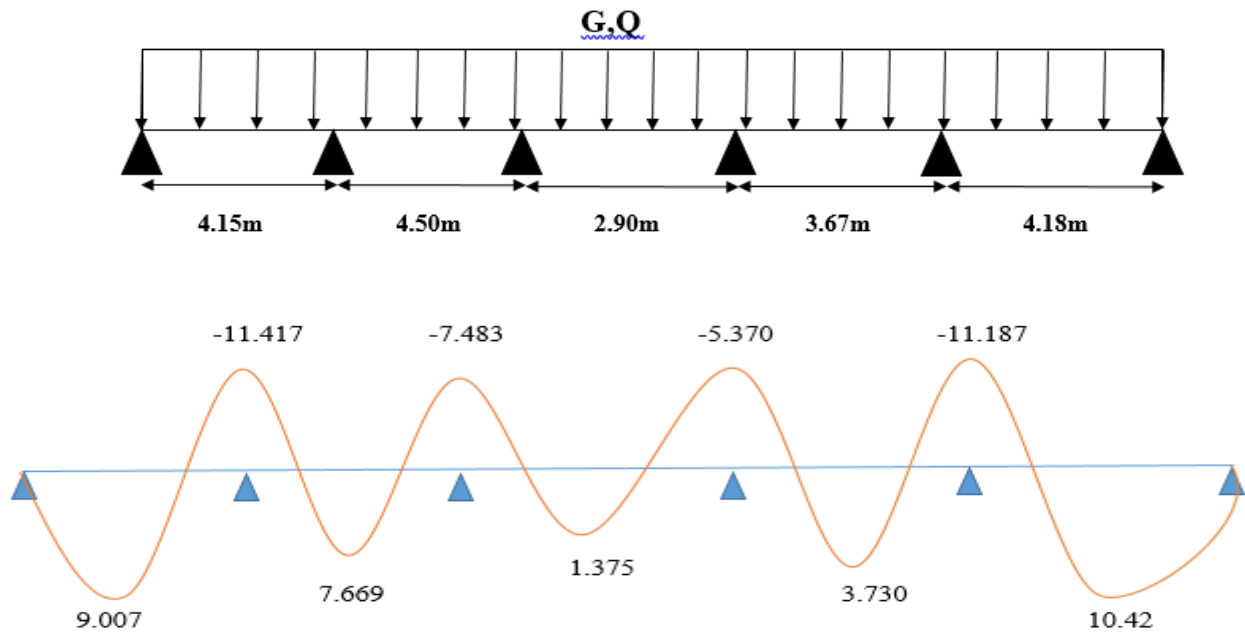
T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Méthode : méthode de caquot

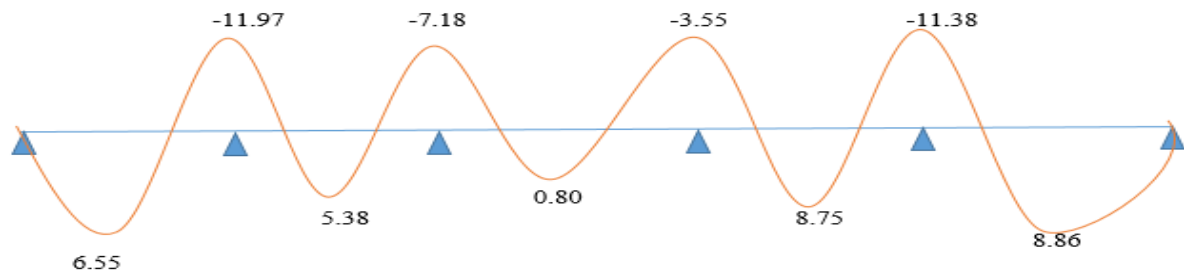
Poutrelle à (5) travées :

$L = (4.15 ; 4,50 ; 2,90 ; 3.67 ; 4.38)$ (m).

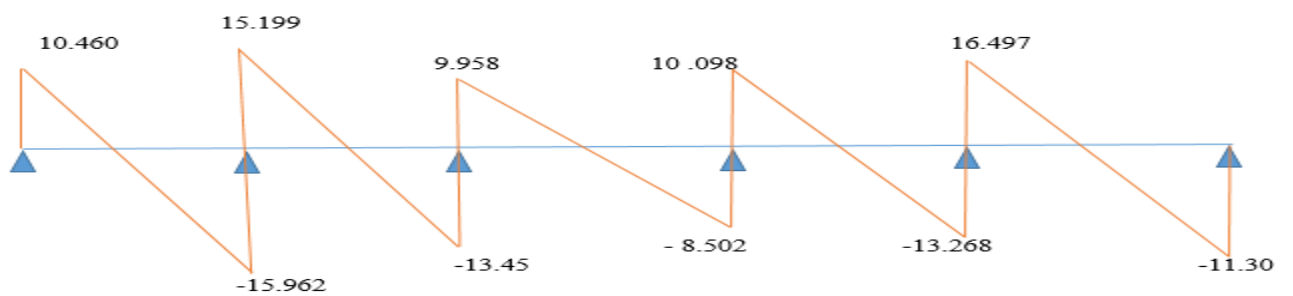
Diagrammes des Moments :(ELU)



Diagrammes des Moments :(ELS)



Diagrammes des efforts tranchant :



Calcul à ELU :

Tableau III. 1 : Moment fléchissant à ELU de la poutrelle à 5 travées

	AB	BC	CD	DE	EF	
Portée l [m]	4.15	4.50	2.90	3.67	4.38	
Portée fictive lo [m]	4.15	3.6	2.32	2.93	4.38	
Charge permanente g [kN/m²]	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59	
Charge exploitation q [kN/m²]	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
Chargée C : 1,35g + 1,5q [kN/ml]	6.36	6.36	6.36	6.36	6.36	
Décharge D : 1,35g [kN/ml]	4.608	4.608	4.608	4.608	4.608	
Ma cas 1 : CCC [KN.m]	0	-11.417	-7.483	-5.370	-11.187	0
Ma cas 2 : DCD [KN.m]	0	-10.381	-6.126	-4.557	-10.607	0
Ma cas 3 : CDC [KN.ml]	0	-9.830	-7.120	-4.961	-9.209	0
Mo : Chargée [KN.m]	13.706	16.116	6.693	10.719	15.268	
Mo : Déchargée [KN.m]	10.557	12.413	5.155	8.256	11.76	
Mt cas1 : CCC [KN.m]	8.592	6.726	0.309	2.638	10.187	
Mt cas2 : DCD [KN.m]	9.007	4.251	1.375	0.951	10.425	
Mt cas3 : CDC [KN.m]	6.214	7.669	0.829	3.739	7.606	
Ma ; max [KN.m]	0	-11.417	-7.483	-5.370	-11.187	0
Mt ; max [KN.m]	9.007	7.669	1.375	3.739	10.425	

Calcul à ELS :

Tableau III.2 : Moment fléchissant à ELS de la poutrelle à 5 travées

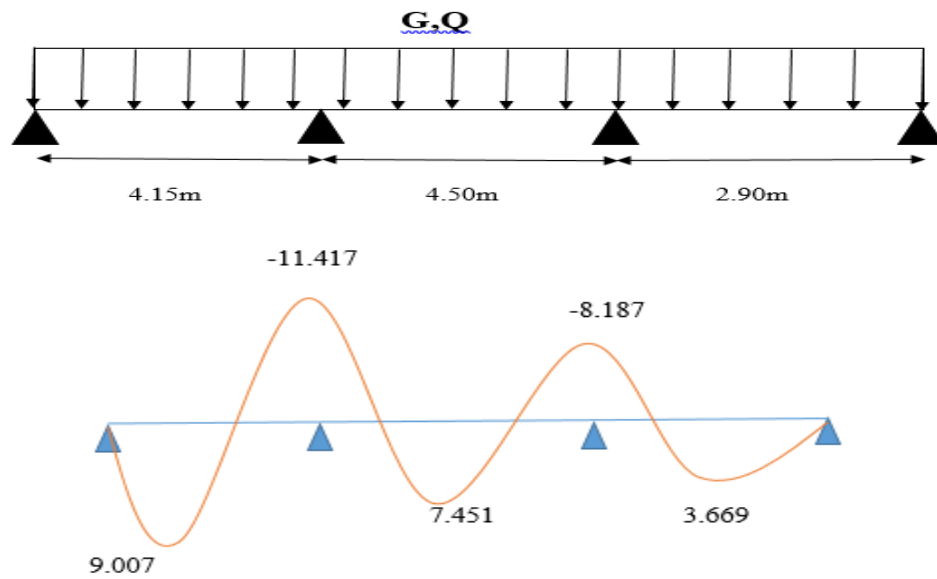
	AB	BC	CD	DE	EF	
Portée l [m]	4.15	4.50	2.90	3.67	4.38	
Portée fictive l_0 [m]	4.15	3.60	2.32	2.93	4.38	
Charge permanente g [kN/m²]	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59	
Charge exploitation q [kN/m²]	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
Chargée C : $1,35g + 1,5q$ [kN/ml]	4.608	4.608	4.608	4.608	4.608	
Décharge D : $1,35g$ [kN/ml]	3.633	3.633	3.633	3.633	3.633	
Ma cas 1 : CCC [KN.m]	0	-11.97	-7,18	-3.55	-11.38	0
Ma cas 2 : DCD [KN.m]	0	-7.41	-4.5	-2.33	-8.96	0
Ma cas 3 : CDC [KN.ml]	0	-6.73	-5.13	-2.66	-7.99	0
Mo : Chargée [KN.m]	8.13	13.11	4.22	7.88	11.00	
Mo : Déchargée [KN.m]	5.33	9.77	3.98	6.00	9.65	
Mt cas1 : CCC [KN.m]	5.33	4.88	0.22	1.99	6.87	
Mt cas2 : DCD [KN.m]	6.55	3.55	0.80	0.98	8.86	
Mt cas3 : CDC [KN.m]	4.12	5.38	0.40	2.75	4.99	
Ma ; max [KN.m]	0	-11.97	-7.18	-3.55	-11.38	
Mt ; max [KN.m]	6.55	5.38	0.80	2.75	8.86	

Méthode : méthode de caquot

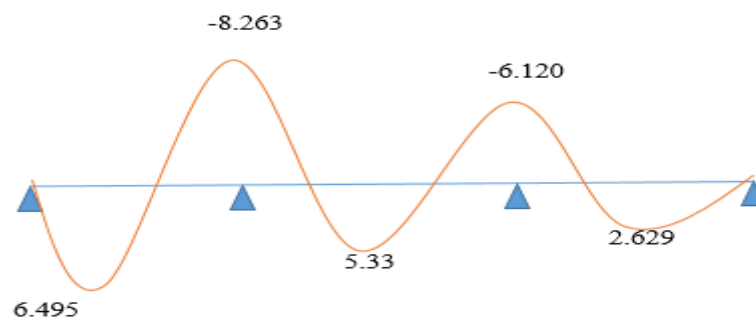
Poutrelle à (3) travées :

L= (4.15 ; 4,50 ; 2,90) (m).

Diagrammes des Moments :(ELU)



Diagrammes des Moments :(ELS)



Diagrammes des efforts tranchant :

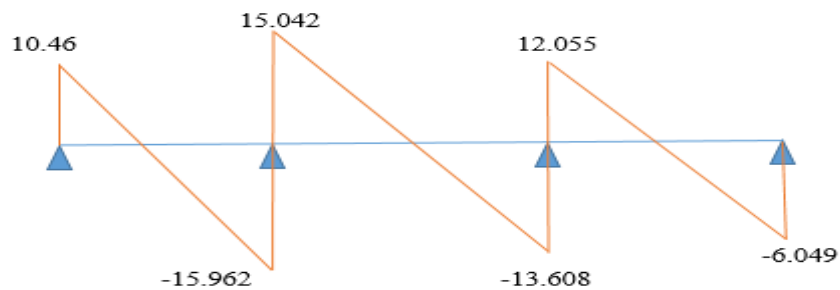


Figure III. 8 : Moment fléchissant ELU, de la poutre à 3 travées

Calcul à ELU :

Tableau III. 3 : Moment fléchissant à ELU de la poutrelle à 3 travées

	AB	BC	CD	
Portée l [m]	4.15	4.50	2.90	
Portée fictive lo [m]	4.15	3.6	2.90	
Charge permanente g [kN/m²]	5.59	5.59	5.59	
Charge exploitation q [kN/m²]	1.5	1.5	1.5	
Chargée C : 1,35g + 1,5q [kN/ml]	6.36	6.36	6.36	
Décharge D : 1,35g [kN/ml]	4.608	4.608	4.608	
Ma cas 1 : CCC [kNm]	0	-11.417	-8.187	0
Ma cas 2 : DCD [kNm]	0	-10.381	-6.951	0
Ma cas 3 : CDC [kNm]	0	-9.830	-7.541	0
Mo : Chargée [kNm]	13.706	16.116	6.693	
Mo : Déchargée [kNm]	10.557	12.413	5.15	
Mt cas1 : CCC [kNm]	8.592	6.354	3.22	
Mt cas2 : DCD [kNm]	9.007	3.80	3.66	
Mt cas3 : CDC [kNm]	6.214	7.451	2.07	
Ma ; max [kNm]	0	-11.417	-8.187	0
Mt ; max [kNm]	9.007	7.451	3.669	

Calcul à ELS :

Tableau III. 4 : Moment fléchissant à ELS de la poutrelle à 3 travées

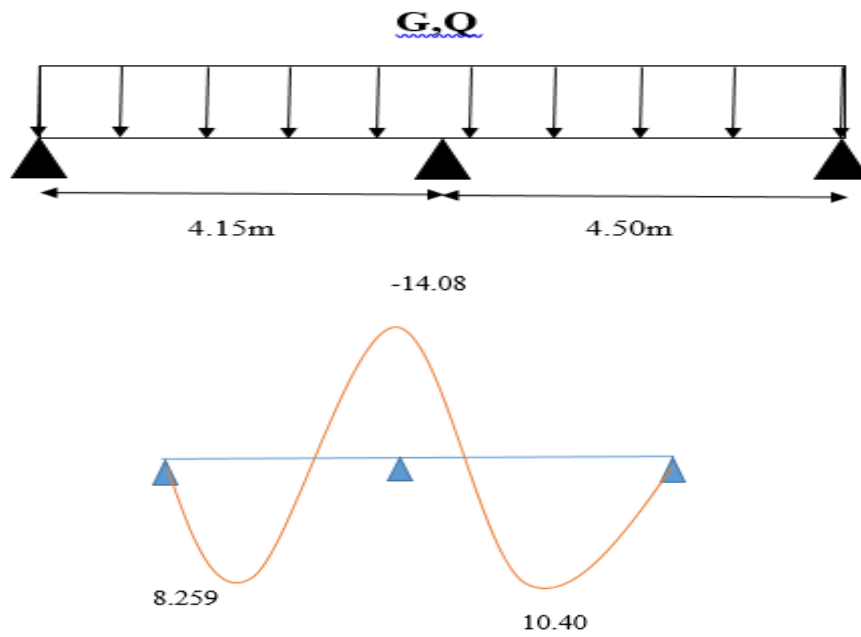
	AB	BC	CD	
Portée l [m]	4.15	4.50	2.90	
Portée fictive lo [m]	4.15	3.60	2.90	
Charge permanente g [kN/m²]	5.59	5.59	5.59	
Charge exploitation q [kN/m²]	1.15	1.15	1.15	
Chargée C : g + q [kN/ml]	4.608	4.608	4.608	
Décharge D : g [kN/ml]	3.633	3.633	3.633	
Ma cas 1 : CCC [kNm]	0	-8.263	-6.12	0
Ma cas 2 : DCD [kNm]	0	-7.572	-5.101	0
Ma cas 3 : CDC [kNm]	0	-7.205	-5.494	0
Mo : Chargée [kNm]	9.920	11.664	4.844	
Mo : Déchargée [kNm]	7.821	9.196	3.819	
Mt cas1 : CCC [kNm]	5.832	4.497	2.267	
Mt cas2 : DCD [kNm]	6.495	2.90	2.62	
Mt cas3 : CDC [kNm]	4.63	5.33	1.61	
Ma ; max [kNm]	0	-8.26	-6.12	0
Mt ; max [kNm]	6.495	5.33	2.629	

Méthode : méthode de Caquot

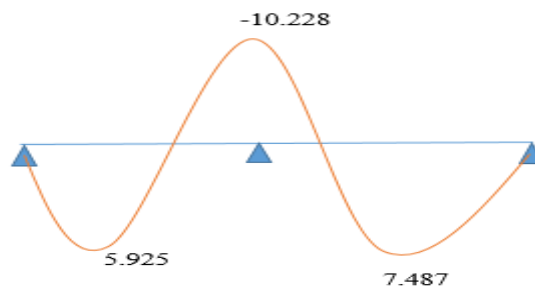
Poutrelle à (2) travées :

L= (4.15 ; 4,50)

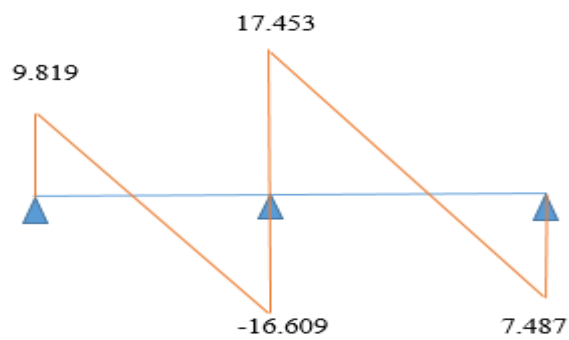
Diagrammes des Moments :(ELU)



Diagrammes des Moments :(ELS)



Diagrammes des efforts tranchant :



Calcul à ELU :

Tableau III. 5 : Moment fléchissant à ELU de la poutrelle à 2 travées

	AB		BC
Portée l [m]	4.15		4.50
Portée fictive l_0 [m]	4.15		4.50
Charge permanente g [kN/m ²]	5.59		5.59
Charge exploitation q [kN/m ²]	1.5		1.5
Chargée C : $1.35g + 1.5 q$ [kN/m]	6.36		6.36
Déchargée D : $1.35g$ [kN/m]	4.60		4.60
Ma cas 1 : CC [kN.m]	0	-14.80	0
Ma cas 2 : DC [kNm]	0	-12.26	0
Ma cas 3 : CD [kNm]	0	-12.65	0
Mo : Chargée [kNm]	13.70		16.11
Mo : Déchargée [kNm]	10.55		12.41
Mt cas1 : CC [kNm]	7.57		9.84
Mt cas2 : DC [kNm]	8.25		8.62
Mt cas3 : CD [kNm]	5.17		10.40
Ma ; max [kNm]	0	-14.80	0
Mt ; max [kNm]	8.259		10.40

Calcul à ELS :

Tableau III. 6 : Moment fléchissant à ELS de la poutrelle à 2 travées

	AB		BC	
Portée l [m]	4.15		4.50	
Portée fictive l_0 [m]	4.15		4.50	
Charge permanente g [kN/m^2]	5.59		5.59	
Charge exploitation q [kN/m^2]	1.5		1.5	
Chargée C : $g + q$ [kN/m]	4.60		4.60	
Déchargée D : g [kN/m]	3.63		3.63	
Ma cas 1 : CC [$kN.m$]	0	-10.22		0
Ma cas 2 : DC [kNm]	0	-9.01		0
Ma cas 3 : CD [kNm]	0	-9.27		0
Mo : Chargée [kNm]	9.920		11.66	
Mo : Déchargée [kNm]	7.82		9.19	
Mt cas1 : CC [kNm]	5.46		7.11	
Mt cas2 : DC [kNm]	5.92		5.24	
Mt cas3 : CD [kNm]	3.87		7.48	
Ma ; max [kNm]	0	-10.821		0
Mt ; max [kNm]	5.92		7.48	

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée dans les 2 types et 5 type sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 10.42 \text{ (KN.m).}$$

$$M_{au}^{\max} = -14.08 \text{ (KN.m).}$$

$$T_u^{\max} = 17.45 \text{ (KN).}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{max} = 8,86 \text{ (KN.m).}$$

$$M_{aser}^{max} = -11,97 \text{ (KN.m).}$$

a. Ferrailage en travée :

$h=21$ (cm) ; $h_0=5$ (cm) ; $b=65$ (cm) ; $b_0=12$ (cm) ; $d=0,9h=18,9$ (cm) ; $\sigma_{bc}=17$ (MPa) ; $f_e=500$ (MPa) ; $f_{c28}=30$ (MPa) ; $f_{t28}=2,4$ (MPa).

Le calcul des sections en forme de « T \acute{e} » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 62,26 \text{ (KN.m).}$$

On a : $M_u < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III. 7 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	A	Z(cm)	$\mu < 0,186$	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²) choix
10,420	0,026	Oui	0	0,032	18.65	Oui	434,78	1.29	1,57

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0.23(650 \times 189) \frac{2.4}{500} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max [1.29 ; 1.57] = 1.57 \text{ cm}^2 \implies \text{Choix : } 3T10 = A_s = 2.36(\text{cm})^2$$

c.2.Ferraillage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max} = 14.08 \text{ KN.m} < M_{tab} = 62,26 \text{ KN.m}$

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 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{au} (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_S' (cm^2)	α	Z (cm)	$\mu < 0,392$	σ_s (MPa)	A_S (cm^2)	A_s (choix)
14.08	0.036	Oui	0	0.045	18.56	Oui	435	1.75	2.36

Condition de non fragilité :

$$A_s = \text{Max} \{ 1,74\text{cm}^2; 1,35\text{cm}^2 \} = 1,74 (\text{cm})^2 \quad , \quad A_s^{min} = 1,35(\text{cm})^2$$

On adopte : **2T10** $A_s = 1,57 (\text{cm})^2$

➤ **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 17,453 \text{ (KN)}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0.769\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Au voisinage des appuis****1. Appuis de rives :****- Vérification de la compression du béton :**

$$T_u = 11,389 \text{ (KN) (appuis de rive)}$$

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{T_u}{0,9b_0d} = 0,557 < 8 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_S = 2,67 \geq \frac{T_u \times \gamma_b}{f_e} = 0,197 \text{ (cm)}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :➤ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\frac{T_u}{0,9b_0d} = 0,85 < 8 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **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 :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Détermination de l'axe neutre :**

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

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

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b=65 \text{ (cm)} ; b_0=12 \text{ (cm)} ; c=c'=2,1 \text{ (cm)}.$$

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 :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III. 9 : Vérification de la contrainte de béton

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(mPa)	Vérification
Travée	8.86	1.57	3.36	6509.01	4.57	Vérifiée
Appuis	11,970	2,36	4,03	9245.63	5,21	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

Les conditions à vérifier :

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

$h = 21\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18,9\text{cm}$; $L = 4,5\text{m}$; $M_{\text{tser}} = 8,86 \text{ (KN.m)}$;

$A_s = 1,57\text{cm}^2$; $f_e = 500 \text{ (MPa)}$.

$$\frac{h}{L} = 0,0466 \leq 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_s}{bd} = 0,0069 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0466 < 0,085 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

Donc :

$$f = 0,5 + \frac{450}{1000} = 0,95$$

• **Position de l'axe neutre « y₁ » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

• **Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

• **Calcul des moments d’inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad : \text{ Pourcentage des armatures.}$$

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

σ_s : Contrainte de traction dans l’armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III. 10 : Calcul de la flèche

M_{ser} (KNm)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
8.86	1.57	7.20	0,006	298.58	6,79	0,61	51825.44	11144.40	19585.18

➤ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179,56 \text{ Mpa} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496,76 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}} = 0,47 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v \times I_{fv}} = 0,80 \text{ (cm)}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,33 \text{ (cm)} < 1,13 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE240* ($f_e=235\text{MPa}$)

➤ **BAEL 91 modifié 99**

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

➤ **RPA 99 version 2003**

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \text{Min}(0,60\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm})$.

Nous adopterons : $\phi_t=6(\text{mm})$.

Donc :

➤ **Selon le « BAEL 91 modifié 99 » .**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,059cm \\ \bullet S_t \leq 20,25cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0492cm \end{array} \right.$$

➤ Selon le « RPA 99 version 2003 » .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6,25cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ \bullet S_t \leq 12,5cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57(\text{cm})^2$

• **Choix des espacements :**

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

$$Donc : \begin{cases} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{cases}$$

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est présenté dans le schéma suivant :

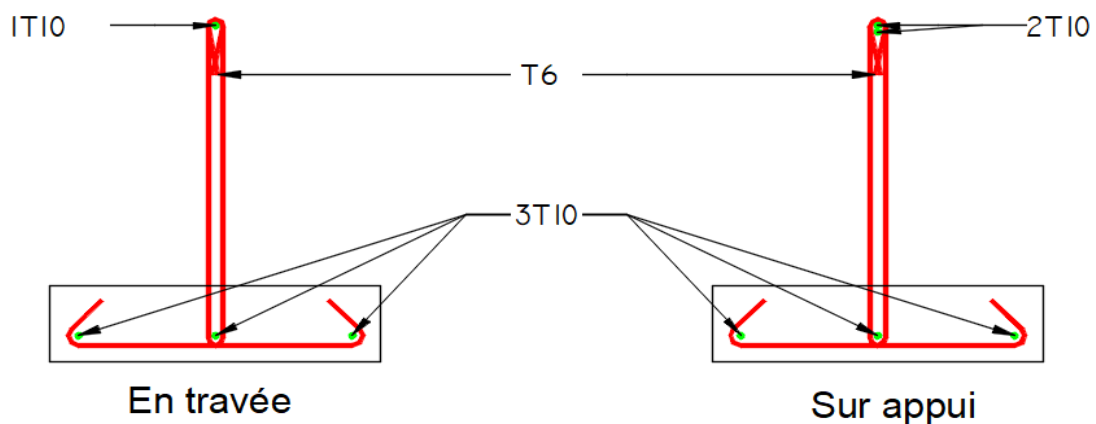


Figure III. 9 : ferrailage des poutrelles

III.4 Escaliers :**III.4.1 Introduction**

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est le contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contremarche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

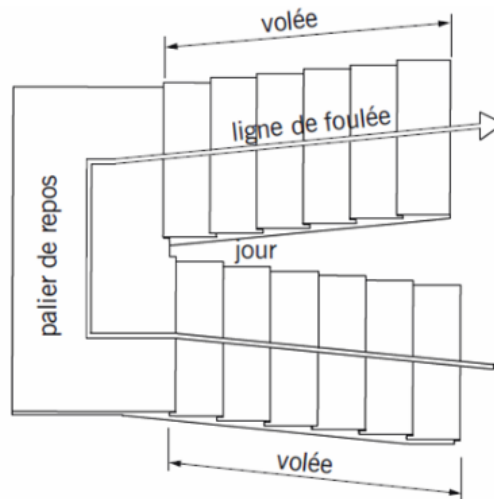


Figure III. 10 : Eléments d'un escalier.

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 :

$$\begin{cases} 2h+g=64 & \dots\dots\dots (1) \\ n \times h = H & \dots\dots\dots (2) \\ (n-1) g=L & \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

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

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0 \dots\dots\dots(4)$$

D'après (4) on aura : $64n^2-774n+330=0$

Solution :

$$n_1=0,52\dots\dots\dots\text{refusée.}$$

$$n_2=10$$

Alors nous adopterons :

- le nombre de contre-marches $n=10$
- le nombre des marches $n-1=9$

$$h = \frac{H}{n} = 16,05\text{cm} \Rightarrow h = 16,05\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62,1\text{cm} \\ h = 16,05\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

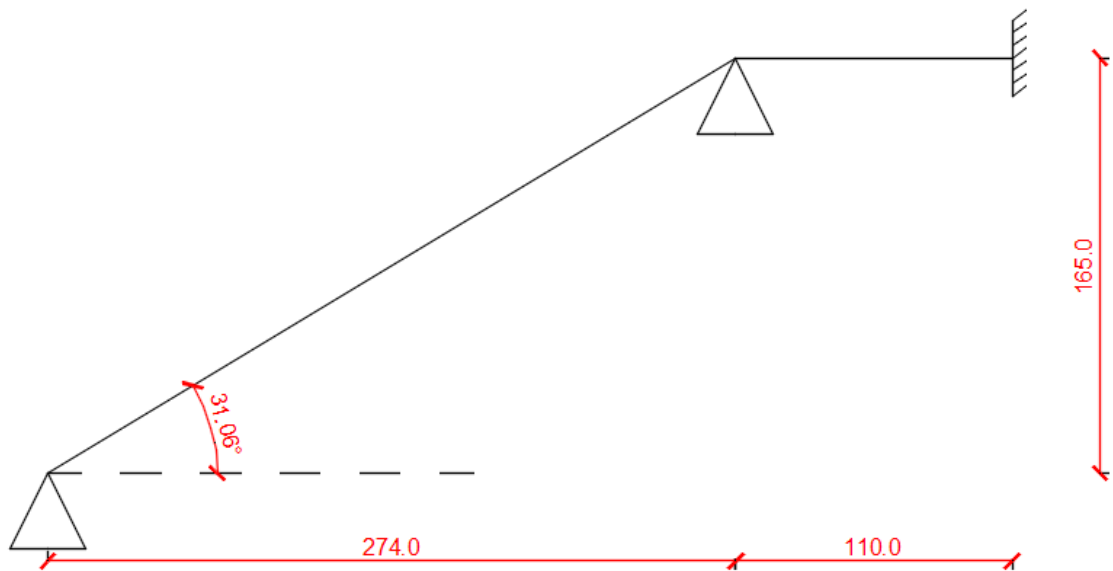


Figure III. 11 : schémas statiques des escaliers

Alors l'équation de BLONDEL est vérifiée.

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

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

$$12.80 \leq ep \leq 19.20$$

On prend donc l'épaisseur $e = 17(\text{cm})$.

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.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{165}{274}$$

$$\alpha = 31,05^\circ$$

d. Evaluation des charges :

- Palier :

Tableau III. 11 : Les charges de palier

Désignations de l'élément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0,40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Poids propre du palier (BA)	25	0.17	4,25
Enduit de plâtre + ciment	18	0.02	0.36
Σ	/	/	5,41

✓ Charges permanentes :

$$G = 5,41 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

✓ Charge d'exploitation :

$$Q = 2,50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$-q_{\text{upal}} = 1,35 G + 1,5 Q = 11,05 \text{ (KN/ml)}$$

$$-q_{\text{serpal}} = G + Q = 7,91 \text{ (KN/ml)}$$

- Paillasse (volée) :

Tableau III. 12 : Les charges de la volée

Désignations de l'élément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (N/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	20	0.02	0.40
Mortier de ciment horizontal	20	0.02	0.40
Enduit en plâtre $e_p / \cos \alpha$	18	0.02	0.36
Poids propre des marches $h/2 \times 22$	-	-	2,13
Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	-	-	4.96
Garde- corps	/	/	1
Σ			9,25

Charges permanentes :

$G = 9,25 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

✓ **Charge d'exploitation :**

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

-**q_{pal}** = $1,35 G + 1,5 Q = 16,23 \text{ (KN/ml)}$.

-**q_{serpal}** = $G + Q = 11,75 \text{ (KM/ml)}$.

✓ **Charge d'exploitation :**

$Q = 2,50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

-**q_{pal}** = $1,35 G + 1,5 Q = 15,54 \text{ (KN/ml)}$.

-**q_{serpal}** = $G + Q = 11,23 \text{ (KM/ml)}$.

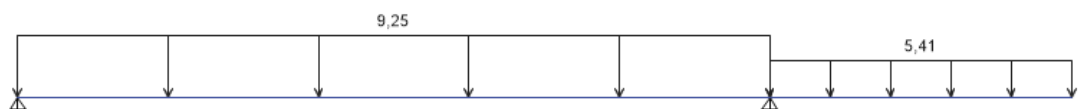
III.4.3. Détermination des sollicitations :

Figure III. 12 : schémas de chargement de l'escalier

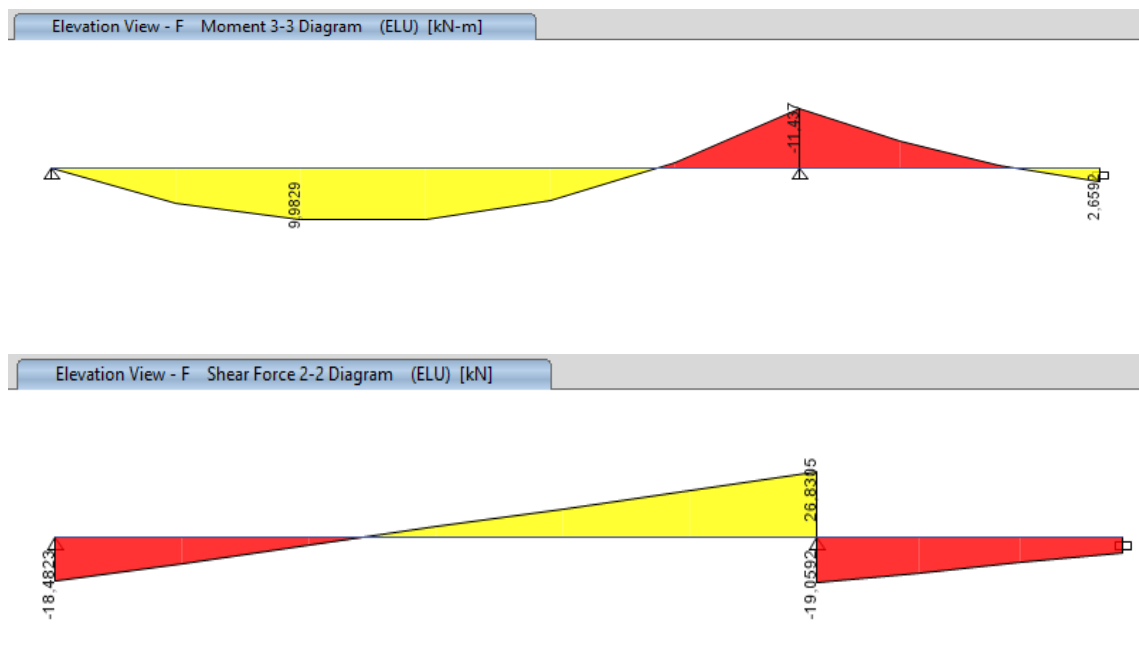
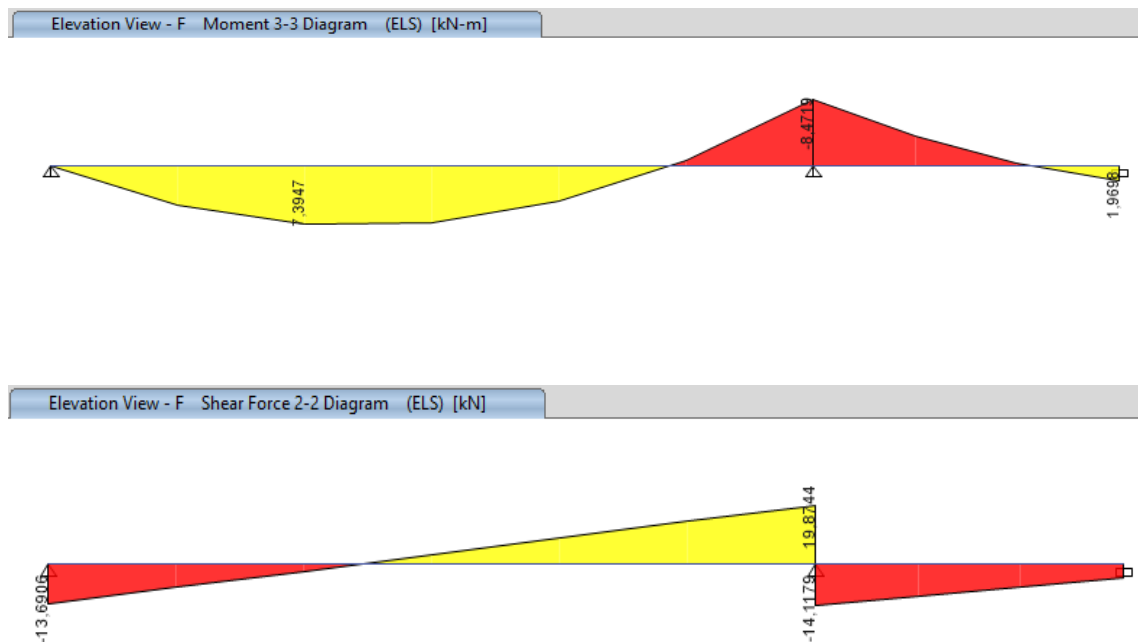
Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU (ETABS)

Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS (ETABS)**Conclusion :****E.L.U :**

$$M_t^{max} = 9.98 \text{ (KN.m)}$$

$$M_a^{max} = 18.47 \text{ (KN.m)}$$

$$T^{max} = 26.80 \text{ (KN)}$$

E.L.S :

$$M_t^{max} = 7.39 \text{ (KN.m)}$$

$$M_a^{max} = 13.69 \text{ (KN.m)}$$

$$T^{max} = 19.87 \text{ (KN)}$$

c. Calcul des armatures :

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

Tel que : b=100 (cm) ; h=17 (cm).

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe).

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=15 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{st} = 435 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500 \text{ (MPa)}$$

$M_u \max = 9.98 \text{ KN.m}$

En travée = $0.85 \cdot 9.98 \rightarrow 8.48 \text{ (KN.m)}$.

En appuis = $0.5 \cdot 9.98 \rightarrow 4.99 \text{ (KN.m)}$.

Tableau III.13 : Ferrailage de l'escalier.

	M_U [KN.m]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ choisit}}$ [cm ²]	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm ²]
Travée	8.48	0.026	0.033	15.1	0	1.65	5 T10	3.93
Appui	4.99	0.017	0.021	15.12	0	1.65	5T10	3.93

- **Espacement :**

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

On prend : $esp = 20 \text{ (cm)}$.

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

On prend : $esp = 20 \text{ (cm)}$.

- **Armature de répartition :**

- **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de 4T8 = 2.01 (cm)^2 avec $S_t = 25 \text{ (cm)}$.

- **Sur appui :**

Le choix est de 4T8 = 2.01 (cm)^2 avec $S_t = 25 \text{ (cm)}$

d. Vérification :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.65 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

Sur appui : $A_s = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,65\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

▪ **Effort tranchant :**

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,164 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

▪ **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.

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

$$T_u = -64.74 \text{ Kn} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$T_u = 0.64 \text{ MPa} < 0.05 * 30 = 1.5 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification à l'E.L. S :**

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

▪ **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 :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=15\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0.$$

On doit vérifier que :

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

$$M_{ser} \text{ max} = 7.39 \text{ (KN.m)}$$

$$\text{En travée : } 0.85 * 7.39 = 6.280 \text{ (KN.m)}$$

$$\text{En appuis : } 0.5 * 7.39 = 3.695 \text{ (KN.m).}$$

La vérification à faire est :

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

Tableau III. 14 : Vérification des contraintes

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	6.280	2.36	2.85	6019.25	3.52	Vérifiée
Appui	3.695	2.36	2.85	6020.25	2.07	Vérifiée

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{17}{384} = 0,044 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{2.36 * 10^2}{1000 * 135} = 0,0017 < 0,0084 \text{ C.V} \end{array}$$

0,044 < 0,0085 C.N.V

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

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

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_v = 11496.76 (MPa)

E_i = 34179.56 (MPa).

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 15 : Vérification de la flèche de l'escalier

M _{ser} KN.m	A _s cm ²	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
6.28	2.36	0.0015	332.74	15.56	0.06	43972.70	25787.04	32565.16

Les résultats de calcul de la flèche des différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 16 : Résultats de la flèche

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm) ²	Observation
0.21	0.05	0.29	0.77	Vérifiée

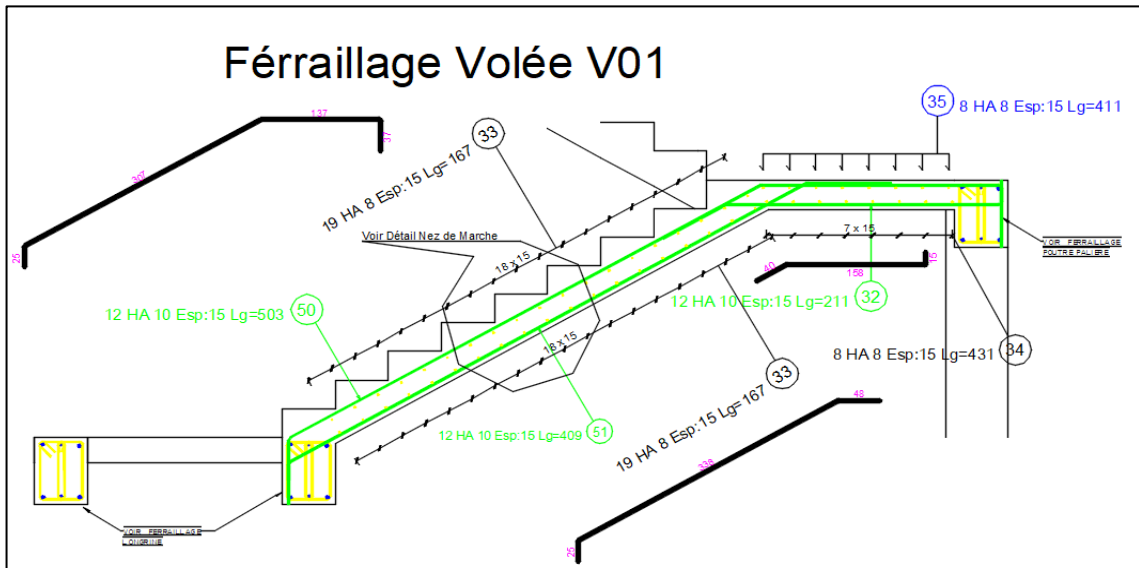


Figure III. 13 : schéma de ferrailage d'escalier

III.5 Étude du plancher dalle pleine :

III.5.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_X}{L_Y} = \frac{4.5}{4.57} = 0.9846 \Rightarrow 0.4 \leq \frac{L_X}{L_Y} \leq 1$$

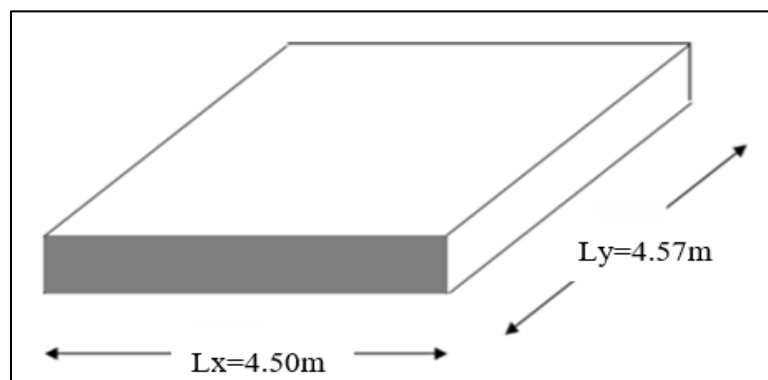


Figure III. 14 : La section de plus grand Panneau de la dalle pleine

Donc la dalle portant dans les deux sens.

III.5.2 Condition de flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{4,5}{40} \Rightarrow h \geq 11,25(\text{cm}).$$

Donc On prend **h = 15 (cm)**.

• Combinaisons d'action :

$$G = 6,31\text{KN/m}^2 \text{ et } Q = 5 (\text{KN/m}^2)$$

$$(1,35G+1,5Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow P_u = 15,99 (\text{KN/ml}).$$

$$\text{ELS : } P_s = (G+Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow P_s = 11,29 (\text{KN/ml}).$$

III.5.3 Calcul des moments fléchissant :

➤ (Méthode B.A.E.L 91) :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l^2 x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Avec : les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,984$

Tableau III. 17 : La valeur des coefficients μ_x et μ_y

ELU (v = 0)		ELS (v = 0,2)	
M_x	M_y	μ_x	μ_y
0,0384	0,9545	0,0457	0,96
84	45	57	94

$$\text{ELU : } M_x = 0,0384 \times 15,99 \times 4,5^2 = 12,43 (\text{KN.m}).$$

$$M_y = 0,9545 \times 12,43 = 11,86 (\text{KN.m}).$$

$$\text{ELS : } M_x = 0,0457 \times 11,29 \times 4,5^2 = 10,45 (\text{KN.m}).$$

$$M_y = 0,9694 \times 10,44 = 10,128 \text{ (KN.m).}$$

➤ **Les moments totaux appliqués sur la dalle :**

Pour M_x :

$$\text{ELU : } M_x = 12,43 \text{ (KN.m).}$$

$$M_t = 0,75M_x = 9,32 \text{ (KN.m).}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 3,73 \text{ (KN.m) (Appuis de rive).}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 6,21 \text{ (KN.m) (Les autres appuis).}$$

$$\text{ELS : } M_x = 10,45 \text{ (KN.m)}$$

$$M_t = 0,75M_x = 7,84 \text{ (KN.m).}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 3,13 \text{ (KN.m) (Appuis de rive).}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 5,22 \text{ (KN.m) (Les autres appuis).}$$

Pour M_y :

$$\text{ELU : } M_y = 11,86 \text{ (KN.m).}$$

$$M_t = 0,75M_y = 8,90 \text{ (KN.m).}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 3,56 \text{ (KN.m) (Appuis de rive).}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 5,93 \text{ (KN.m) (Les autres appuis).}$$

$$\text{ELS : } M_y = 10,13 \text{ (KN.m).}$$

$$M_t = 0,75M_y = 7,60 \text{ (KN.m).}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 3,03 \text{ (KN.m) (Appuis de rive).}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 5,06 \text{ (KN.m) (Les autres appuis).}$$

Tableau III. 18 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol

	EL U		EL S	
	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
Travée	9,33	8,90	7,84	7,60
Appui	6,22	5,93	5,22	5,06

III.5.4 Calcul du ferrailage de la dalle :

On a : $h = 15$ (cm) ; $L = 1$ (m).

III.5.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

➤ **ELU :**

Dans le sens (x-x) :

En travée : $M_{trav} = 9,33$ (KN.m).

$$U_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,030 < U_R = 0,371 \text{ Donc } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_u}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,038) = 13,3 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{9,39 \times 10^6}{133 \times 435} = 1,62 \text{ cm}^2$$

En appui : $M_{ap} = 6,22$ (KN.m).

$$U_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,020 < U_R = 0,371 \text{ Donc } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_u}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,038) = 13,3 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{9,39 \times 10^6}{133 \times 435} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,4/500 \times 10^4$$

$$A_{min} \geq 1,49 \text{ cm}^2$$

Choix :

En travée : $A_{st} = 1,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 1.49 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Tableau III. 19 : Ferrailage calculé en appui et en travée

Sens x-x						
Position	M (KN.m)	μ_{bu}	a	Z (m)	A cal (cm^2)	A choisie (cm^2)
Travée	9,32	0,030	0,038	0,133	1,61	5T10 = 3,93
Appui	6,22	0,020	0,025	0,134	1,07	3T10 = 2,36
Sens y-y						
Position	M (KN.m)	μ_{bu}	a	Z (mm)	A cal (cm^2)	A choisie (cm^2)
Travée	8,90	0,034	0,042	0,122	1,68	5T10 = 3,39
Appui	5,93	0,023	0,029	0,121	1,12	3T10 = 2.36

• Calcul des espacements :

Travée :

-Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

-Sens y-y : $esp \square \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

Appuis :

-Sens x-x : $esp = \frac{100}{3} = 33.3\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

-Sens y-y : $esp = \frac{100}{3} = 33.3\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Tableau III. 20 : Les espacements adoptés

Direction	Escapement (adopté)	Escapement Max (Charge répartie)
(X-X)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm
(Y-Y)	20 cm	Min (4h ; 45 cm) = 45 cm

- **Condition de non fragilité :**

On a $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h=e=15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

avec

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,2\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,47\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% = 8 \times 10^{-4} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,984 \end{cases}$$

Travée :

Sens x-x : $A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,20\text{cm}^2 \dots$

Sens Y-Y : $A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,47\text{cm}^2 \dots$

APPUIS:

Sens x-x : $A_x = 2,36\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,20\text{cm}^2$

Sens Y-Y : $A_y = 2,36\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,47\text{cm}^2$

III.5.4.2 Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{15,99 \times 4,9 \times 4,57}{(2 \times 4,1) + 4,57} = 25,75\text{KN}$$

$$T_Y = \frac{15,99 \times 4,5}{3} = 23,98 \text{KN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}\{T_x; T_y\} = 25,75 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,75 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,190 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1,5 \text{MPa} \dots \text{VERIFIER}$$

• . Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,045 \\ \mu_y = 0,9694 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_{esr} \times L_x^2 = 10,45 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 10,23 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 7,84 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 7,60 \text{KN.m} \\ M_A = 0,30 M_x = 3,13 \text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau III. 21 : vérification des contraintes à ELS

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Vér
Travée	x-x	7,84	3,93	3,44	7322,87	3,68	18	OK
	y-y	7,60	3,93	3,44	7322,87	3,57	18	OK
Appuis	x-x							
	y-y	5,26	2,36	2,76	4784,12	3,03	18	OK

- Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} = 0,033 > \frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow 0,37 \text{ CNV}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,33 \leq 0,037 \times 0,028 \text{ CNV}$$

$$\frac{3,93}{hd} \leq \frac{2}{f_{e500}} \Rightarrow 2,91 \times 10^{-3} \text{ CV}$$

Puisque pas toutes les conditions sont vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

Donc :

$$\bar{f} = \frac{450}{500} = 0,9$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 22 : Calcul de la flèche

Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
x-x	7.83	3.93	0.0029	147.7	8.2 4	3.3	0.2	30247.2	39689.19	32321.17
y-y	7.59	3.96	0.0029	143.17	8.2 4	3.3	0.3	30247.2	45532.46	33898.32

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 0.1245 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ev \times I_{fv}} = 0.45791 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,3334 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens x-x

$$\left. \begin{matrix} f_v = 0.43 \\ f_i = 0.11 \end{matrix} \right\} \Delta f_T = 0.3099 < \bar{f} = 0.9 \text{ CV}$$

Sens y-y

$$\left. \begin{matrix} f_v = 0.40 \\ f_i = 0.10 \end{matrix} \right\} \Delta f_T = f_v - f_i = 0.30 < \bar{f} = 0.91 \text{ CV}$$

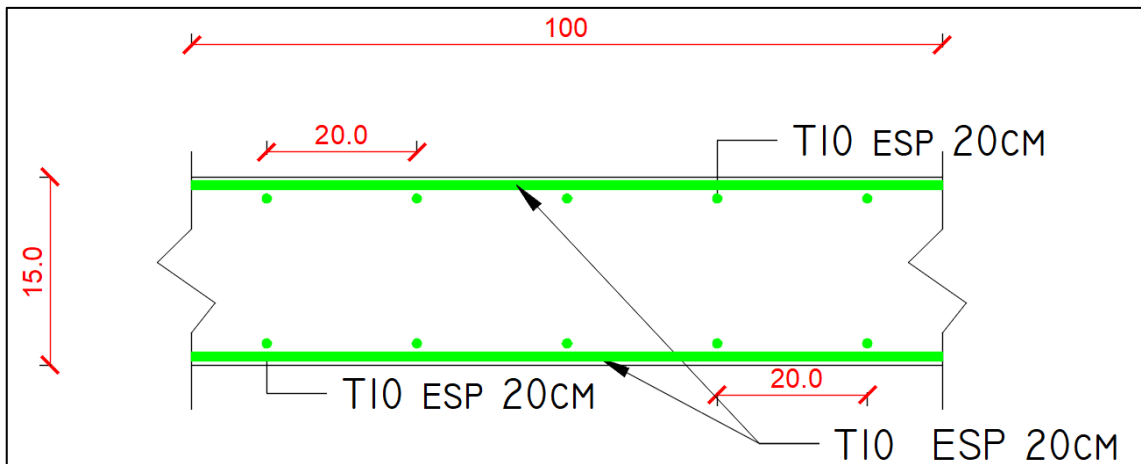


Figure III. 15 : ferrailage du plancher

III.6. BALCONS :

III.6.1. NTRODUCTION :

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle à deux appuis, de dimensions (1.5x4.5).

Epaisseur du balcon :

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

Résistance au feu

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu. Nous optons : $e = 15$ cm.

Isolation phonique

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

Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

Résistance à la flexion

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

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$L_x = 1.5$ (m).

$L_y = 5$ (m).

On prend: $e = 15$ (cm).

III.6.2. EVALUATION DES CHARGES

- Charge permanente : $G = 6.29$ (KN/m²).
- Charge revenant au garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur Brique creuse : $0.1 * 0.9 = 0.9$ (KN/m).

Enduit ciment : $2 * 0.2 * 22 = 0.88$ (KN/m).

$G_{gc} = 0.9 + 0.72 = 1.62$ (KN/m).

- Charge d'exploitation : $Q = 3.50$ (KN/m²).

Détermination des efforts :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1ml. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Combinaison des charges**a) Combinaison de charge à l'ELU :**

La dalle pleine: $q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1m = (1,35 * 6,29) + (1,5 * 3,5) = 13,87 \text{ (KN/m)}$.

Le garde-corps : $P_u = 1,35 * 1,62 = 2,19 \text{ kN}$

b) Combinaison de charge à l'ELS

La dalle pleine : $q_s = (G + Q) * 1m = 9,89 \text{ (KN/m)}$.

Le garde-corps : $P_s = 1 * 1,62 = 1,62 \text{ (KN)}$.

Les moments et les efforts tranchants

a) ELU :

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u1} = - (q_u \times l^2) \div 2 = -15,60 \text{ (KN.m)}$$

Le moment provoqué par la charge est : $M_{u2} = - (P_u \times l) = - 2,43 \text{ (KN.m)}$.

Le moment total :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -18,03 \text{ (KN.m)}$$

$$V_u = -(q_u \times l) + P_u = - (13,87 \times 1,5) - 1,62 = -22,42 \text{ (KN)}$$

b) ELS :

$$M_s = - \left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l \right) = - 13,55 \text{ (KN.m)}$$

$$V_s = - (q_s * l + P_s) = - 16,45 \text{ (KN)}$$

Note : le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

III.6.3. CALCUL DE FERRAILLAGE :

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

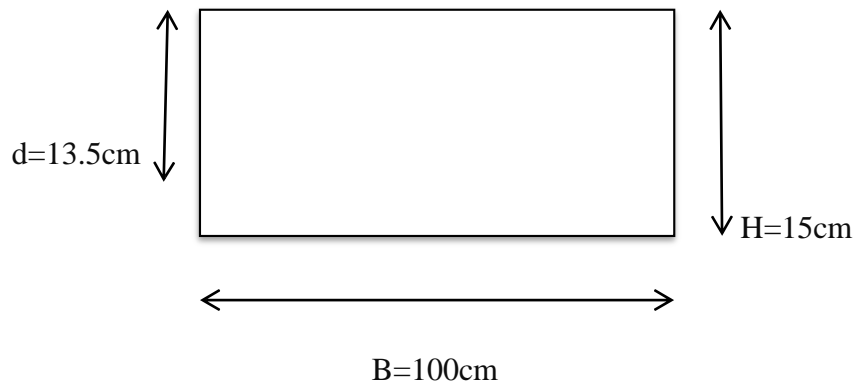
Soit :

$$M_u = - 18.03 \text{ (KN.m)} \quad V_u = - 22.42 \text{ (KN)}.$$

APPLICATION :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

a- Les armatures principales (Armature partie supérieure) :



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 23 : Ferrailage du balcon

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A's$ (cm ²)	α	Z (mm)	s^{cal} (cm ²)	Choix	s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
M_u	18.02	0,058	Oui	0	0,075	131	3.17	4T8	2,01	25

b - Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T8= 2,01 cm²,st =25cm

c -Vérification (ELU) :

c-1) Condition de non fragilité du béton (ART

$$B.7.4/BAEL91 \quad A_{Smin} = 0.23b \times d \times f_{t28} \div f_e = \\ 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.4 \div 500 = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{Smin} = 1.49 \text{ cm}^2$ CV

c-2) Ecartement des barres (BAEL91 / art A.8.2.42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$St \leq \text{Min} (33 \text{ cm} ; 3h) \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq (33 \text{ cm} ; 51 \text{ cm}) \quad \text{vérifier}$$

- Les armatures de répartition : $St \leq \text{Min} (45 \text{ cm} ; 4h) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq (45 \text{ cm}) \dots\dots\dots$
vérifier

c-3) Vérification a l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right) \\ \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22.42 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.16 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPA} \dots (C.V)$$

III.6.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

$$M_{ser} = 11.59 \text{ kNm/m}$$

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$AVEC : \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPA$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3}fe; \max(0,5fe; 110\sqrt{nf_{tj}})\right) = 333,33 \text{ MPA}$$

$$AVEC \begin{cases} \eta = 15 \\ \eta = 1,6(HA) \end{cases}$$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$.

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 24 : Vérification des contraintes

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b < σ _b	σ _s (Mpa)	σ _s < σ _s
13.55	2,01	3.44	7322.87	6.37	vérifié	279.13	OK

$$\text{Vérification de la flèche : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 \geq 0,0625 \dots \text{VERIFIER} \\ \frac{A_s}{bd} \geq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 13,5} = 2,91 \times 10^{-3} \leq 8,4 \times 10^{-3} \dots \text{VERIFIER} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0,1 \geq 0,085 \dots \text{VERIFIER} \end{cases}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- Armature principales : $A_s, 5T10, 3.93\text{Cm}^2$ avec $St, 20\text{cm}$
- Armature de répartition : $A_r=4HA8= 2,01\text{ cm}^2$ avec $st =25\text{cm}$

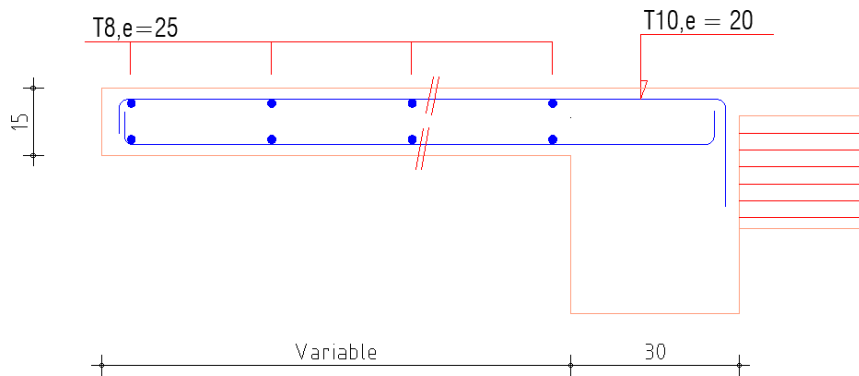


Figure III. 16 : Ferrailage du balcon.

Chapitre IV :
Etude dynamique en zone
sismique

IV.1. Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens.

La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure,

qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en

considération dans le calcul de l'ouvrage. Pour cela on peut utiliser plusieurs logiciels tels

qu'ETABS, le logiciel utilisé dans ce travail.

IV.2 Etude dynamique :**IV.2.1. 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. Détermination Caractéristiques 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 :

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

Avec : $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}(t)\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse de système à plusieurs degrés de liberté en Vibrations Libres Non Amorties (VLNA). On peut déterminer les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre, qui s'écrit :

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

Avec :

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

ω : Fréquence de vibration.

φ : 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 reportant 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 quel que 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 Δ_ω 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 (ω^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^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \omega_n$) 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 :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment ; L'utilisation de l'outil informatique s'impose, dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS (version 18.0.2).

IV.3.1. Présentation du programme ETABS 18.0.2 :

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu, exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement, et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses, possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.3.2 Modélisation de rigidité :

On suppose que la structure a « p » nœuds et total (n) DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $(n = 6 \times p)$.

IV.3.2.1 Les éléments de portique :

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, 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).

IV.3.2.2 Les voiles :

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (Shell éléments) à 04 nœuds.

IV.3.2.3 Le Diaphragme :

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent pas se déformer qu'hors plan.

IV.3.2.4 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.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du Couple résistant à la 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.3.2.5 Connectivité Sol/Structure :

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

IV.3.3. Modélisation de la masse :

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta \times Q)$ avec $\beta=0.2$
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres etc. est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des planchers a été répartie pour chaque poutre porteuse.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.
- Tel que : $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, service).

IV.4. Etude sismique :**IV.4.1. Introduction :**

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 structural lors du séisme.

IV.4.2. Stratégie du calcul sismique :

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques des matériaux constitutifs.

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente. { Voir Art 4.2 des RPA v2003 }
2. La méthode d'analyse modale spectrale. { Voir Art 4.3 des RPA v2003 }

3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme. { Voir Art 4.4 des RPA v2003 }

IV.4.2.1. La méthode statique équivalente :

- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- 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, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- | | | |
|----------|---|--|
| 17m. | { | ●groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou |
| Zone III | | ●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.

IV.4.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- Principe :

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combinés afin d'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 réponse 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K .

IV.4.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires).

IV.4.3. 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).

Notre structure est implantée en Zone III et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17 m. Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

IV.4.4. Analyse spectrale :**IV.4.4.1. Méthode dynamique modale spectrale :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilée à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ) et de la pulsation (ω).

Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est appelé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

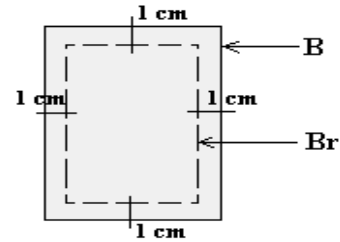
g : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.8067 \text{ N}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de cet hôtel se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).



Donc :

Figure IV. 1 : Spectre de réponse

$$A = 0.25$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

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.

$R = 3.5$ (Voiles porteurs).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

IV.4.4.2. Effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « V_t » ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée 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,..) en les multipliant fois le rapport : $\frac{0.8V}{V_t}$

IV.4.4.3. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (**Tableau 4.1**) : **A = 0.25** (Zone III et groupe 2).

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement. (**Tableau 4.3**) : **R=3,5** (voiles porteurs).

W : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison «**G + βQ** » Avec **$\beta = 0.2$** (Bâtiments d'habitation).

D : facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données dans le (**tableau 4.7**) de **RPA99/version 2003**.

Catégorie **S3** site meuble.

T1 = 0,15.

T2 = 0,50.

η : Coefficient de correction d'amortissement : **$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88 \dots$** ($\xi = 7\%$).

IV.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure « T » :

D'après l'article (4.2.4 du RPA99/version2003), la formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003). $C_T = 0.05$.

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_N = 34.25$ m.

$$T = 0.05 \times (34.25)^{3/4} = 0.708 \text{ sec.}$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut

également utiliser la formule suivante: $T = \frac{0.9h_N}{\sqrt{D}}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

a) Sens longitudinale : $D_x = 20.00$ m.

b) Sens transversale : $D_y = 20.00$ m.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur

obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003), Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \frac{0.9 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Donc : $T_x = T_y = 0.69$ sec.

$$\text{➤ } T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec} \text{ donc : } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.780.$$

$$\text{➤ } T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \text{ donc : } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.780.$$

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

- La régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est

donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1
Total	1.20		1.20	

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{V_x} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 0.153 \times W. \\ \mathbf{V_y} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 0.153 \times W. \end{array} \right.$$

IV.5 Résultats de l'analyse sismique :**IV.5.1 Modèle initial :****Tableau IV. 2 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.**

Niveaux	Les sections des poteaux (cm ²).	Les sections des poutres porteuses (cm ²).	Les sections des poutres non porteuses (cm ²).
RDC	50×50	30×40	30×40
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45×45	30×40	30×40
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	40×40	30×40	30×40
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35×35	30×40	30×40
9 ^{ème}	30×30	30×40	30×40

Tableau IV. 3 : Epaisseurs des voiles et les dalles

Niveaux	Voiles(cm)	Dalle corps creux(cm)	Dalle pleine (balcon) (cm)
RDC	25	16+5	17
De 1 ^{er} à 9 ^{ème}	20	16+5	16+5

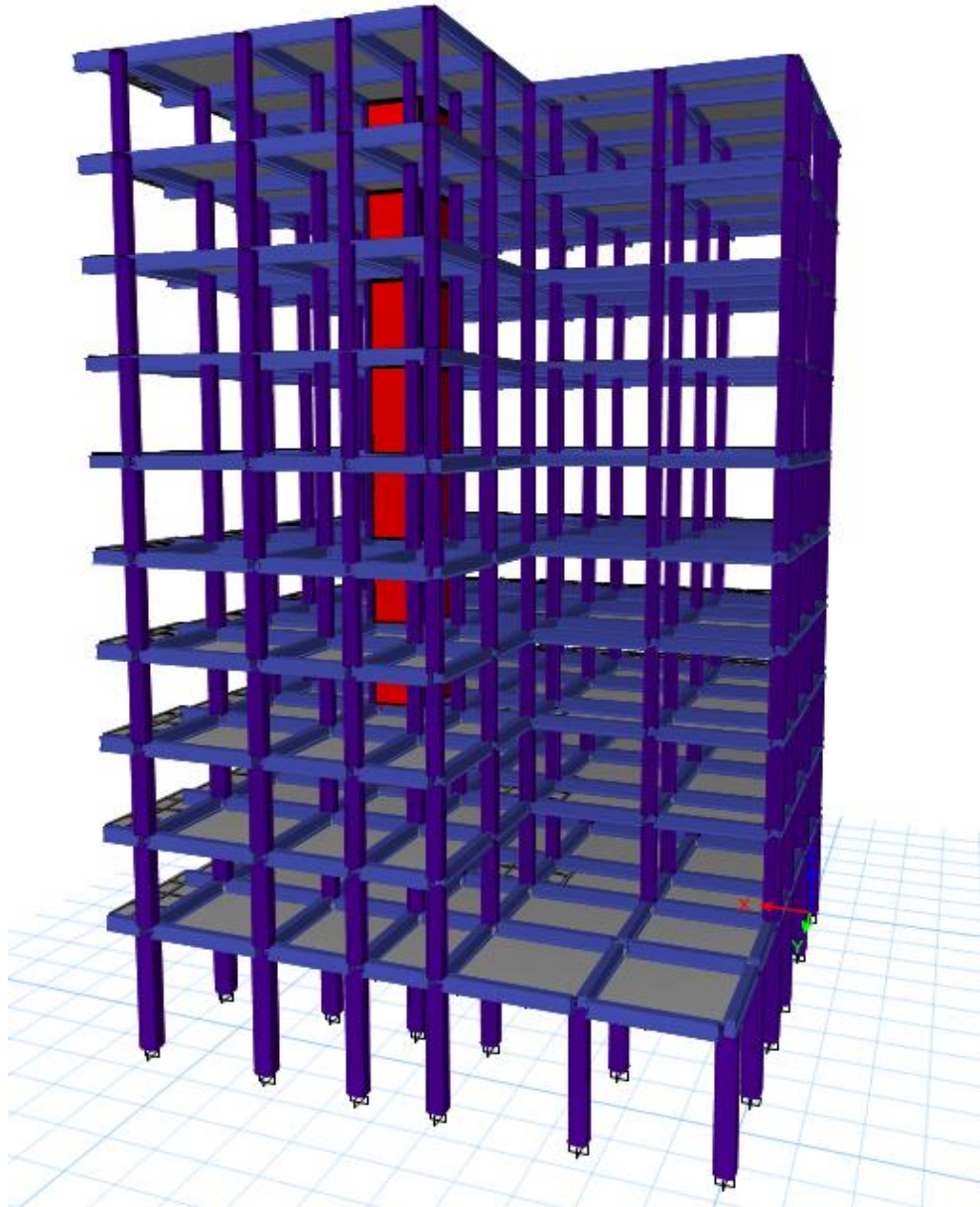


Figure IV. 2 : Vue en 3D

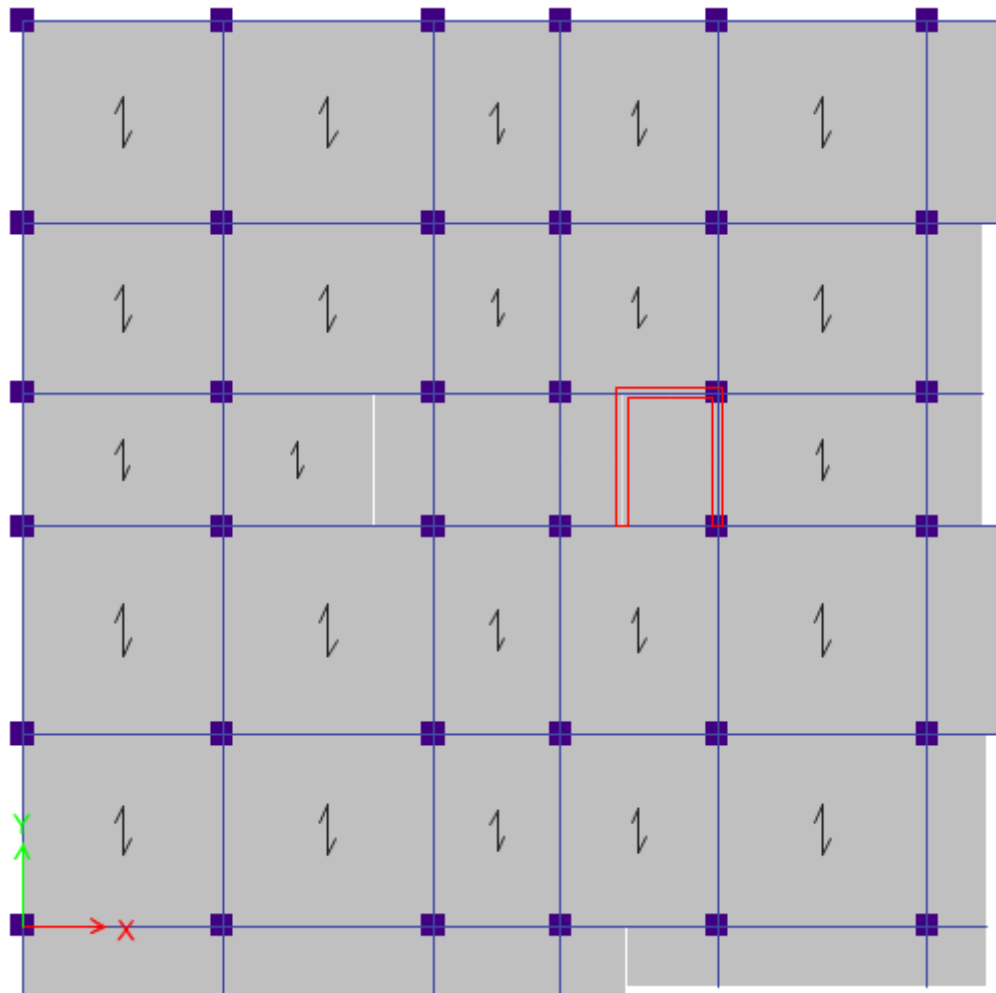


Figure IV. 3 : Vue en plan du modèle Initial (RDC).

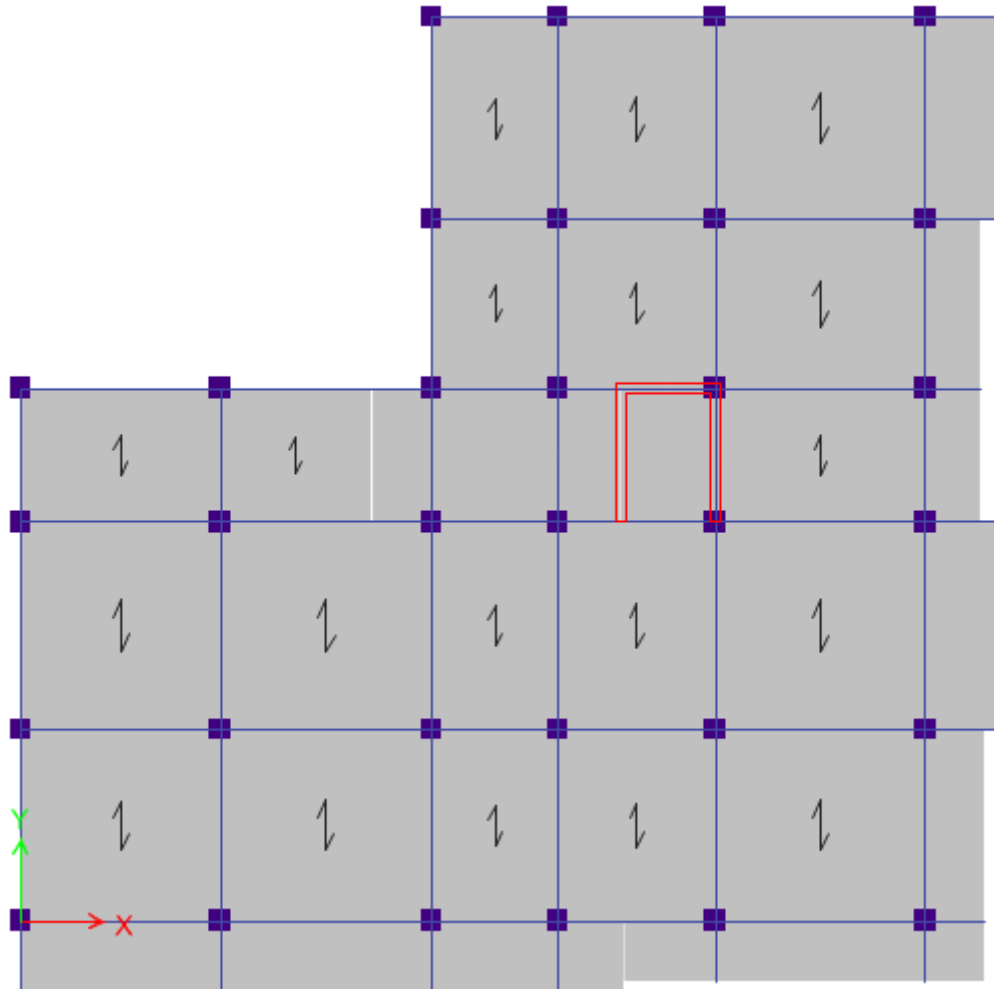


Figure IV. 4 : Vue en plan du modèle Initial 1^{er} étage.

IV.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle Initial :

Tableau IV. 4 : Participation massique du modèle Initial.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,741	0,1847	0,082	0	0,1847	0,082	0	0,0354	0,083	0,4959	0,0354	0,083	0,4959
Modal	2	0,617	0,2596	0,4325	0	0,4443	0,5144	0	0,2591	0,1394	0,0003	0,2944	0,2224	0,4962
Modal	3	0,58	0,2726	0,1718	0	0,7169	0,6862	0	0,1131	0,1518	0,2445	0,4076	0,3742	0,7407
Modal	4	0,266	0,0249	0,0139	0	0,7417	0,7001	0	0,0383	0,083	0,0888	0,4459	0,4571	0,8295
Modal	5	0,187	0,117	0,0376	0	0,8588	0,7377	0	0,069	0,2465	0,0122	0,5149	0,7036	0,8417
Modal	6	0,168	0,0182	0,1149	0	0,877	0,8526	0	0,1917	0,0345	0,0403	0,7066	0,7382	0,8821
Modal	7	0,157	0,009	0,0072	0	0,886	0,8597	0	0,0117	0,0158	0,0371	0,7183	0,754	0,9192
Modal	8	0,112	0,0017	0,0036	0	0,8877	0,8633	0	0,0091	0,0064	0,0205	0,7274	0,7604	0,9397
Modal	9	0,094	0,0554	0,0072	0	0,9431	0,8705	0	0,0119	0,101	0,0076	0,7393	0,8614	0,9473
Modal	10	0,084	0,0016	0,0017	0	0,9447	0,8721	0	0,0037	0,0035	0,0129	0,743	0,8649	0,9602
Modal	11	0,077	0,0025	0,0593	0	0,9472	0,9315	0	0,1002	0,0049	0,0116	0,8432	0,8698	0,9718
Modal	12	0,068	0,0004	0,0017	0	0,9475	0,9332	0	0,004	0,0011	0,0074	0,8472	0,8709	0,9792

IV.5.1.2 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.741 \text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation.

IV.5.2 Modèle 01 :

La structure comporte les voiles de contreventement

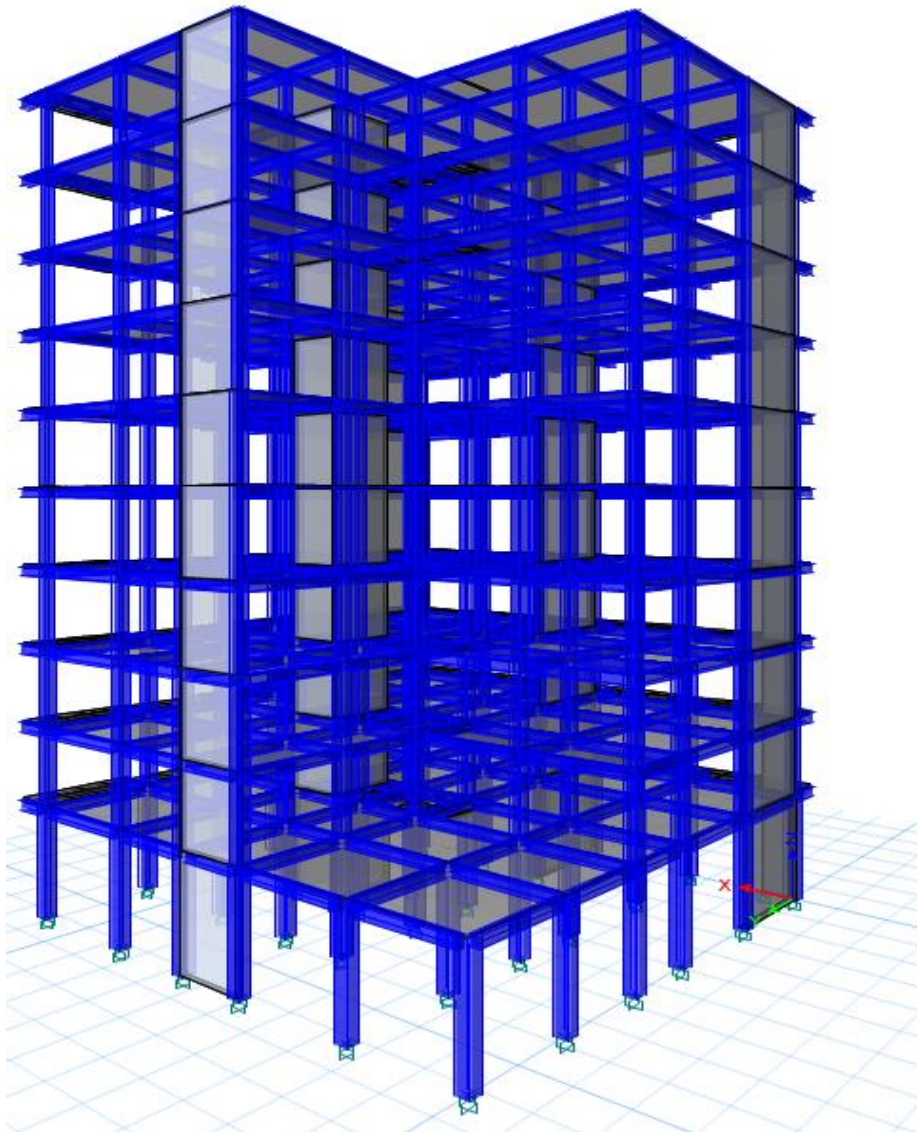


Figure IV. 5 : Vue en 3D

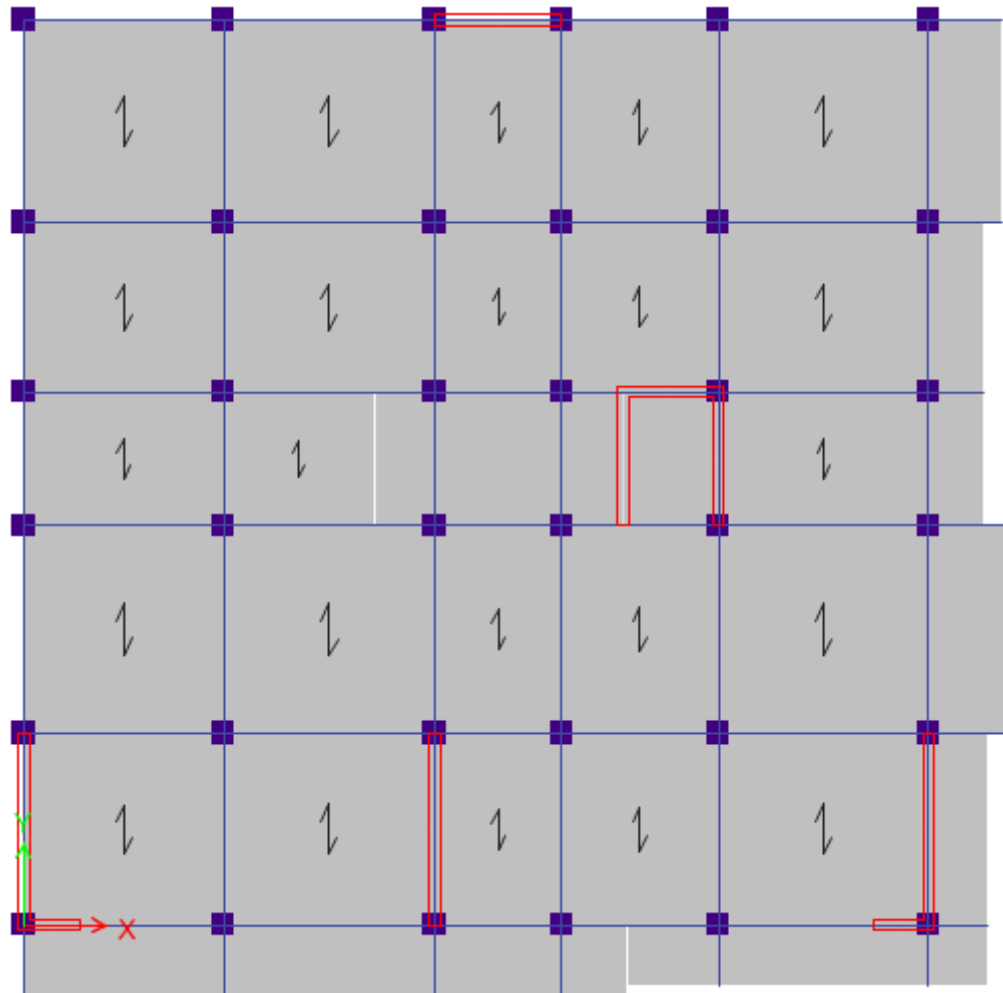


Figure IV. 6 : Vue en plan du modèle 1 (RDC).

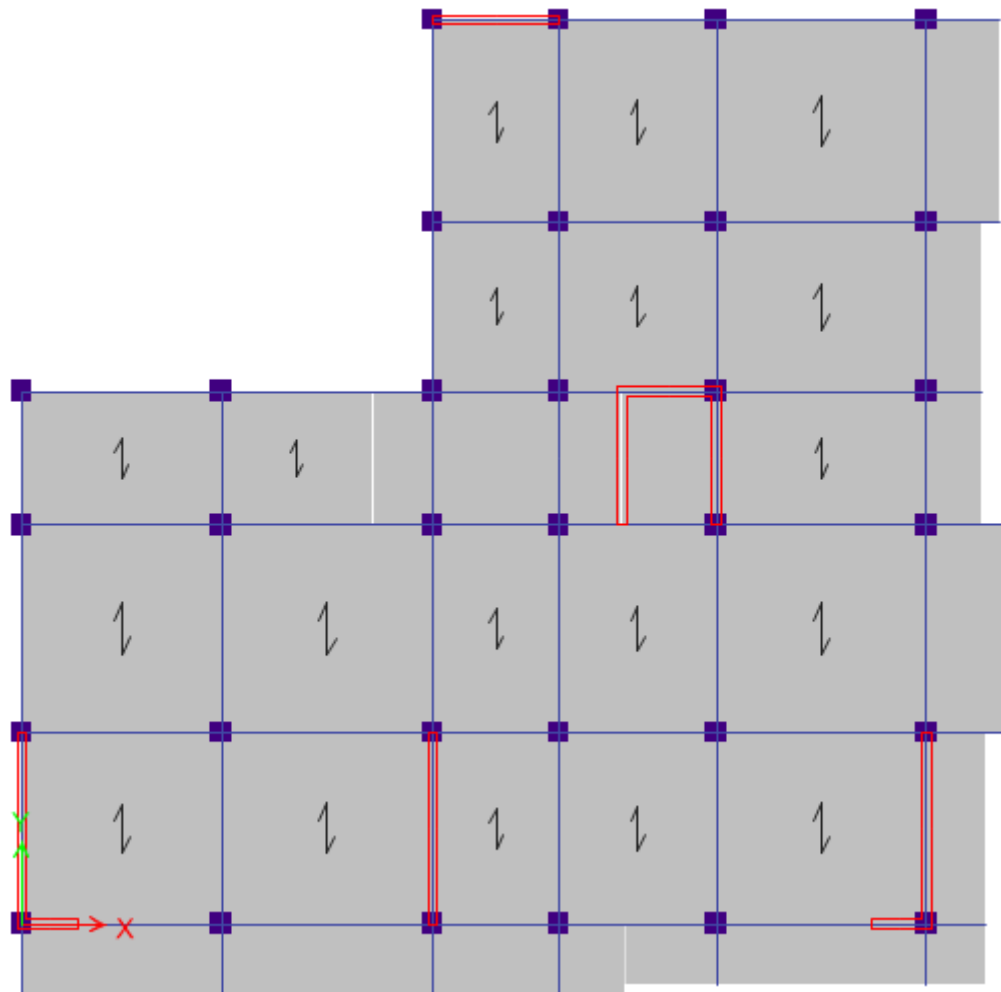


Figure IV. 7 : Vue en plan du modèle 1 (1^{er} étage).

IV.5.2.1. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 5 : Participation massique du modèle 01

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,628	0,6714	0,0001	0	0,6714	0,0001	0	0,00004122	0,3927	0,0288	0,00004122	0,3927	0,0288
Modal	2	0,471	0,0015	0,6236	0	0,6729	0,6237	0	0,4356	0,001	0,029	0,4356	0,3937	0,0578
Modal	3	0,443	0,0228	0,0264	0	0,6958	0,6501	0	0,0185	0,0148	0,5914	0,4541	0,4086	0,6493
Modal	4	0,183	0,1598	0,00001193	0	0,8556	0,6501	0	0,00004735	0,305	0,0048	0,4541	0,7136	0,6541
Modal	5	0,112	0,0017	0,1537	0	0,8573	0,8039	0	0,1934	0,0023	0,0428	0,6476	0,7158	0,6969
Modal	6	0,106	0,0034	0,0467	0	0,8607	0,8505	0	0,0567	0,0043	0,1513	0,7043	0,7202	0,8482
Modal	7	0,087	0,0672	0,00004271	0	0,9279	0,8506	0	0,00004551	0,114	0,0009	0,7043	0,8342	0,8491
Modal	8	0,053	0,0323	0,00003243	0	0,9601	0,8506	0	0,0001	0,0737	0,0016	0,7044	0,9079	0,8507
Modal	9	0,048	0,0011	0,0517	0	0,9613	0,9023	0	0,0885	0,0021	0,0258	0,7929	0,91	0,8765
Modal	10	0,046	0,0025	0,0286	0	0,9638	0,9309	0	0,0498	0,0046	0,0541	0,8427	0,9146	0,9306
Modal	11	0,037	0,0171	0,000004694	0	0,9809	0,9309	0	0,00001291	0,0388	0,0005	0,8427	0,9534	0,9311
Modal	12	0,029	0,0015	0,0198	0	0,9824	0,9506	0	0,0428	0,0035	0,0167	0,8855	0,9568	0,9478

IV.5.2.1.1 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0.628 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **09^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation parallèle à **X-X**.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation parallèle à **Y-Y**.
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation.

IV.5.2.2 Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique) :

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur Etabs), et elle doit être inférieure à la période empirique (Texp)

Donc on a : $T_{\text{num}} = 0.63\text{s} < T_{\text{exp}} = 0.92\text{s} \implies$ **la période est vérifiée.**

IV.5.2.3 Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a : **W = 36887.487 KN**

Donc il faut : $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 \times V_{\text{statique}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0.1068 \times 36887.487 = 3939.61 \text{ KN.} \\ V_y = 0.1068 \times 36887.487 = 3939.61 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Tableau IV. 6 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V_{dym} (KN)	$0.8 \times V_{\text{st}}$ (KN)	Observation
Sens X-X	1438.36	3151.684182	Non Vérifiée
Sens Y-Y	1634.26	3151.684182	Non Vérifiée

Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8 \times V_{\text{st}} / V_{\text{dym}} = 2.191$.

Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8 \times V_{\text{st}} / V_{\text{dym}} = 1.929$.

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = 21.48637 \text{ (KN)}. \\ E_y = 18.91703 \text{ (KN)}. \end{array} \right.$$

Tableau IV. 7 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V_{dym} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	3151.44	3151.684182	Non Vérifiée
Sens Y-Y	3152.49	3151.684182	Vérifiée

Dans le sens XX pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de

$$0.8 * V_{st} / V_{dym} = 1.000076.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = 21.48801 \text{ (KN)}. \\ E_y = 18.191703 \text{ (KN)}. \end{array} \right.$$

Tableau IV. 8 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique)

	V_{dym} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	3151.6842	3151.684182	Vérifiée
Sens Y-Y	3152.49	3151.684182	Vérifiée

IV.5.2.4 Vérification des déplacement inter-étage :

Le RPA99/v.2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit : $\delta = R \times \delta_{ek}$ (Art4-19-RPA99/v.2003).

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 – 20 RPA99/V.2003).}$$

Les déplacements relatifs du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage : $\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} < 1.0\%$ hauteur d'étage.

Selon l'axe X-X :

Tableau IV. 9 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle 01 selon l'axe (X-X).

Niveaux	Dans le sens X-X			Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)				
RDC	0,2675	0,93625	0	0,94	455,0	0,206	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,6834	2,3919	0,93625	1,46	330,0	0,441	<i>vérifiée</i>
Etage 2	1,203	4,2105	2,3919	1,82	330,0	0,551	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1,7933	6,27655	4,2105	2,07	330,0	0,626	<i>vérifiée</i>
Etage 4	2,4098	8,4343	6,27655	2,16	330,0	0,654	<i>vérifiée</i>
Etage 5	3,0245	10,5858	8,4343	2,15	330,0	0,652	<i>vérifiée</i>
Etage 6	3,6264	12,6924	10,5858	2,11	330,0	0,638	<i>vérifiée</i>
Etage 7	4,1898	14,6643	12,6924	1,97	330,0	0,598	<i>vérifiée</i>
Etage 8	4,7078	16,4773	14,6643	1,81	330,0	0,549	<i>vérifiée</i>
Etage 9	5,1921	18,1724	16,4773	1,70	330,0	0,514	<i>vérifiée</i>

Selon l'axe Y-Y :

Tableau IV. 10 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle 01 selon l'axe (Y-Y).

Dans le sens Y-Y								
Niveaux	δ_{ik}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		
RDC	0,1018	0,356	0	0,36	455,0	0,078	<i>vérifiée</i>	
Etage 1	0,2746	0,961	0,356	0,60	330,0	0,183	<i>vérifiée</i>	
Etage 2	0,5117	1,791	0,961	0,83	330,0	0,251	<i>vérifiée</i>	
Etage 3	0,7984	2,794	1,791	1,00	330,0	0,304	<i>vérifiée</i>	
Etage 4	1,1193	3,918	2,794	1,12	330,0	0,340	<i>vérifiée</i>	
Etage 5	1,46	5,110	3,918	1,19	330,0	0,361	<i>vérifiée</i>	
Etage 6	1,8111	6,339	5,110	1,23	330,0	0,372	<i>vérifiée</i>	
Etage 7	2,1623	7,568	6,339	1,23	330,0	0,372	<i>vérifiée</i>	
Etage 8	2,5074	8,776	7,568	1,21	330,0	0,366	<i>vérifiée</i>	
Etage 9	2,846	9,961	8,776	1,19	330,0	0,359	<i>vérifiée</i>	

IV.5.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales :

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limité comme suit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation Sismique (G+Q+E).
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Alors, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 11 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	50	50	2500	2574,58	0,343	non vérifiée
Etage 1	45	45	2025	2286,04	0,376	non vérifiée
Etage 2	45	45	2025	2015,80	0,332	non vérifiée
Etage 3	40	40	1600	1745,09	0,364	non vérifiée
Etage 4	40	40	1600	1488,06	0,310	non vérifiée
Etage 5	40	40	1600	1227,24	0,256	vérifiée
Etage 6	35	35	1225	970,27	0,264	vérifiée
Etage 7	35	35	1225	723,44	0,197	vérifiée
Etage 8	35	35	1225	479,90	0,131	vérifiée
Etage 9	30	30	900	248,12	0,092	vérifiée

Remarques :

- 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. 12 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	60	60	3600	2927,59	0,271	vérifiée
Etage 1	60	60	3600	2583,53	0,239	vérifiée
Etage 2	55	55	3025	2249,12	0,248	vérifiée
Etage 3	55	55	3025	1920,33	0,212	vérifiée
Etage 4	50	50	2500	1599,03	0,213	vérifiée
Etage 5	50	50	2500	1316,83	0,176	vérifiée
Etage 6	45	45	2025	1037,92	0,171	vérifiée
Etage 7	45	45	2025	770,66	0,127	vérifiée
Etage 8	40	40	1600	507,53	0,106	vérifiée
Etage 9	40	40	1600	263,42	0,055	vérifiée

IV.5.2.6 Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Dans nos précédant calcul en a pris $R=0.5$. Donc selon le **RPA99/V2003** il faut justifier que Le système est Mixte portiques/voiles avec interaction. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base de chaque étage avec le logiciel

(ETABS). Donc :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 39390.237$ (KN).

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 17192.579$ (KN).

$$\frac{P_{voiles}}{P_{tot}} \times 100 = 43.65\% \geq 20\%.$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc diminue le coefficient de comportement donc il va être $R=3.5$.

IV.5.3 Modèle Finale :

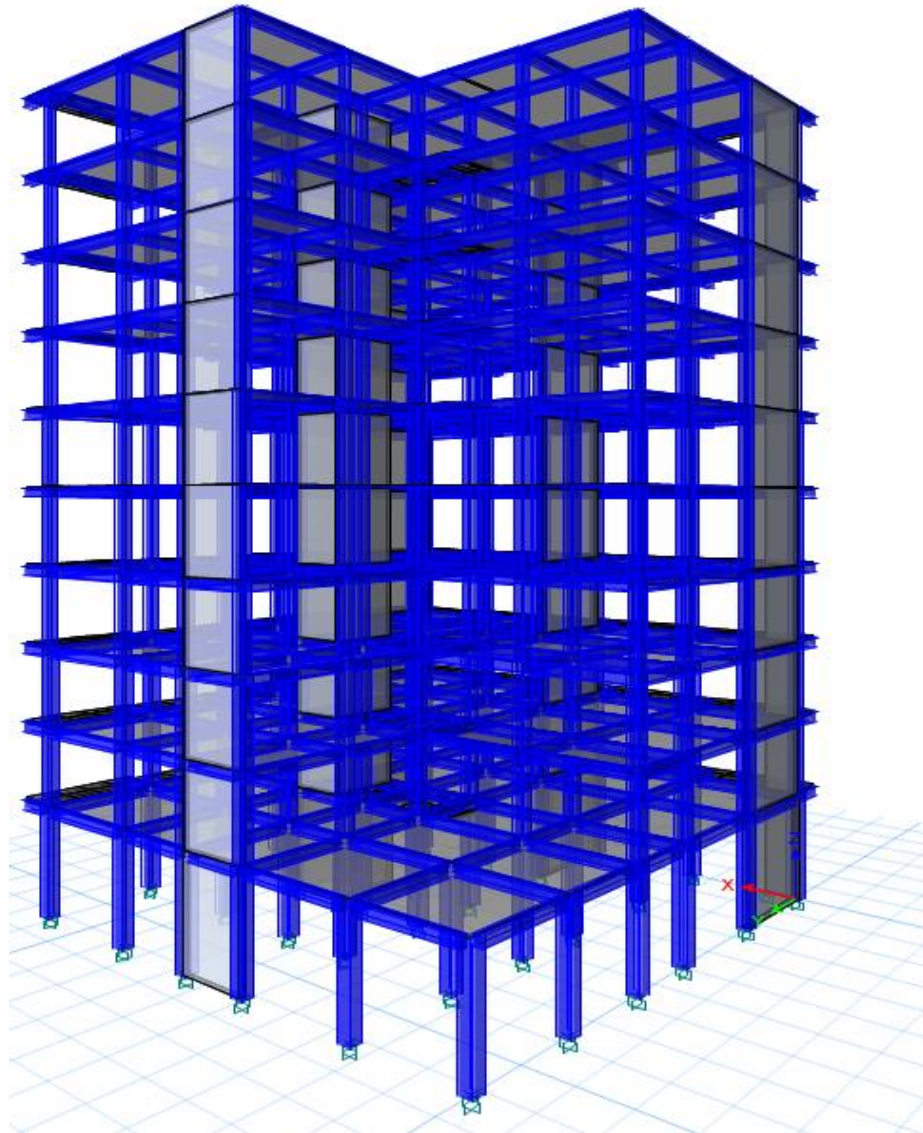


Figure IV. 8 : Vue en 3D

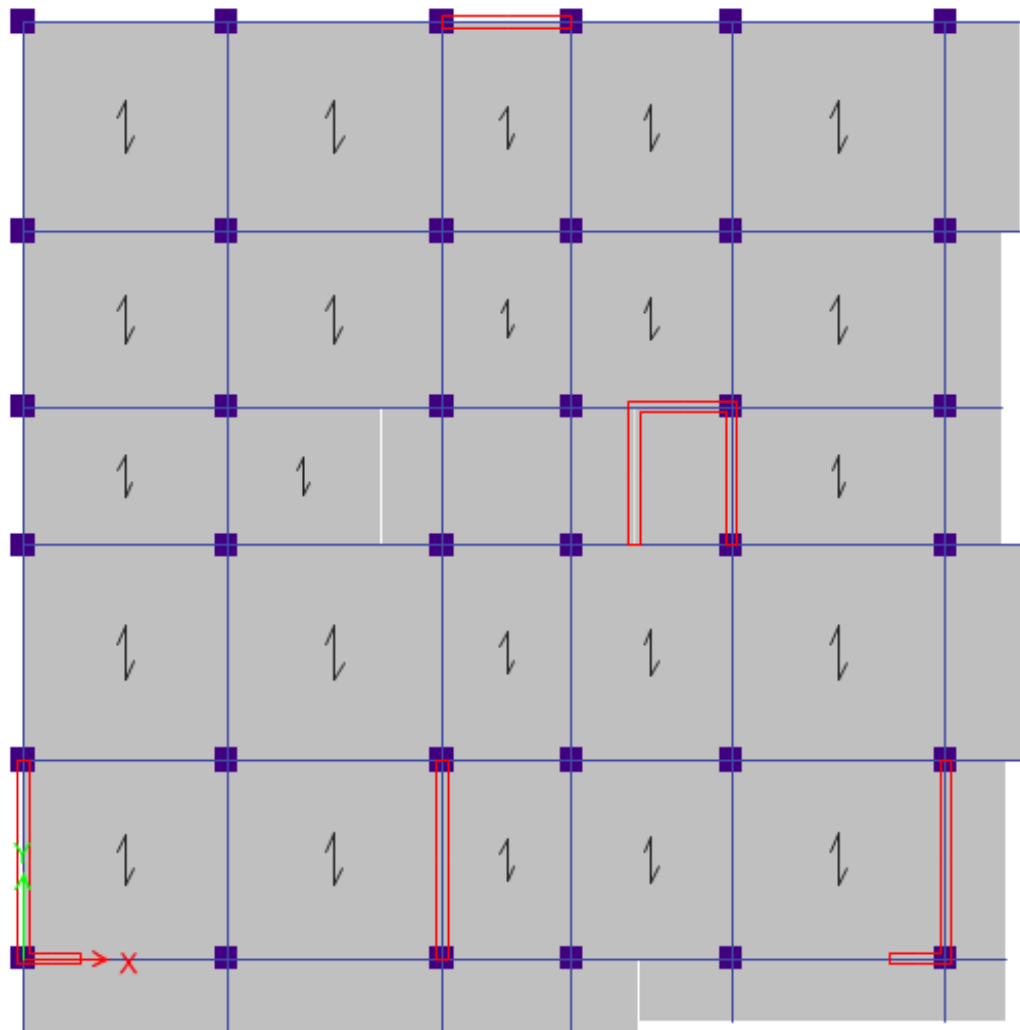


Figure IV. 9 : Vue en plan du modèle Final (RDC).

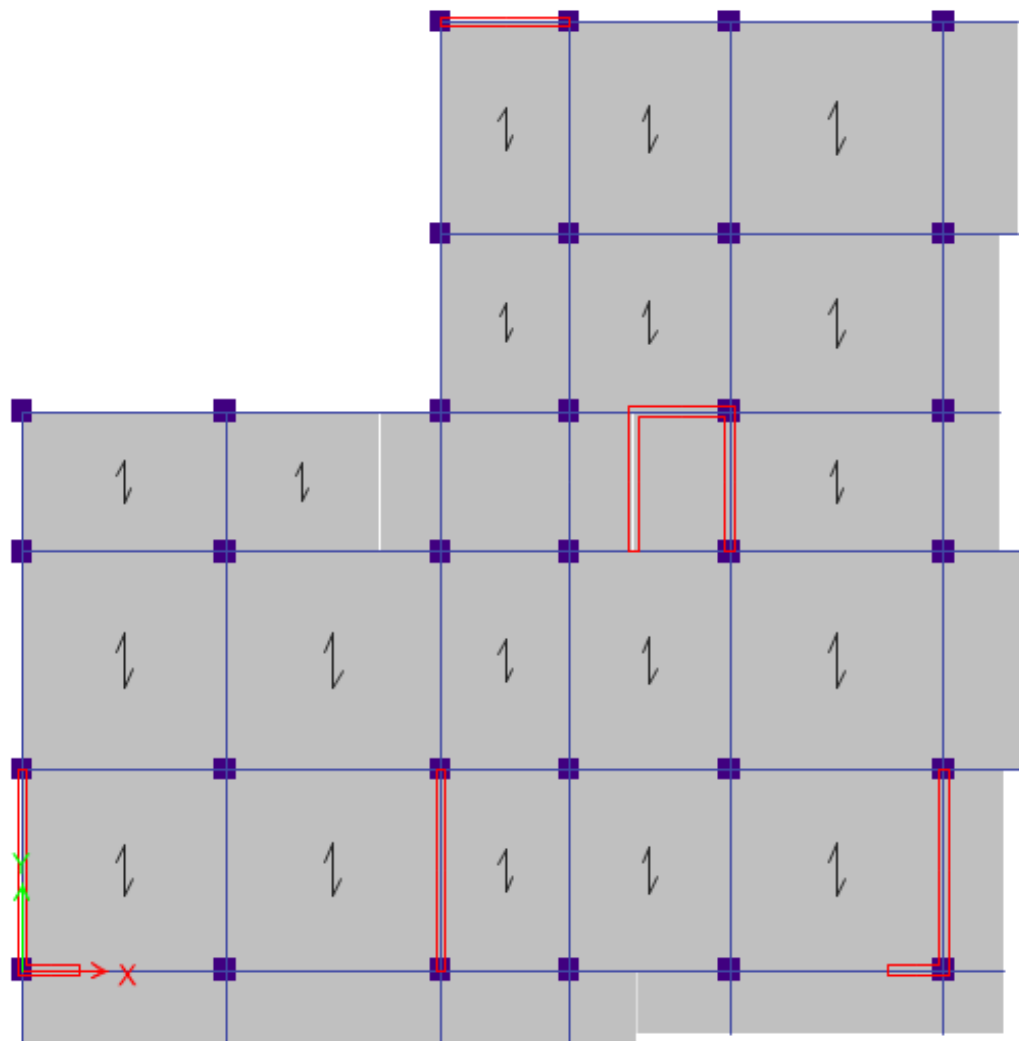


Figure IV. 10 : Vue en plan du modèle Final (1^{er} étage).

IV.5.3.1 Caractéristiques dynamiques propres :**Tableau IV. 13 : Participation massique du modèle Final**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,589	0,6743	0,0001	0	0,6743	0,0001	0	0,0001	0,3941	0,0313	0,0001	0,3941	0,0313
Modal	2	0,444	0,0017	0,6221	0	0,676	0,6222	0	0,4434	0,0012	0,0295	0,4435	0,3953	0,0608
Modal	3	0,417	0,0239	0,0268	0	0,6999	0,649	0	0,0191	0,0155	0,5887	0,4626	0,4108	0,6495
Modal	4	0,176	0,1561	0,00009252	0	0,856	0,649	0	0,00004417	0,3156	0,0056	0,4626	0,7264	0,6551
Modal	5	0,109	0,0021	0,156	0	0,8581	0,805	0	0,1968	0,0027	0,0433	0,6594	0,7291	0,6983
Modal	6	0,103	0,0043	0,0477	0	0,8624	0,8527	0	0,0579	0,0055	0,1523	0,7173	0,7346	0,8507
Modal	7	0,086	0,0661	0,00004719	0	0,9284	0,8527	0	0,00004699	0,1058	0,0013	0,7174	0,8404	0,8519
Modal	8	0,053	0,0319	0,0001	0	0,9603	0,8528	0	0,0001	0,0719	0,0019	0,7175	0,9123	0,8538
Modal	9	0,048	0,0013	0,0515	0	0,9617	0,9043	0	0,0859	0,0023	0,0265	0,8034	0,9146	0,8804
Modal	10	0,046	0,0031	0,0295	0	0,9648	0,9339	0	0,05	0,0056	0,0535	0,8534	0,9201	0,9338
Modal	11	0,037	0,0164	0,00001361	0	0,9812	0,9339	0	0,00003222	0,0354	0,0008	0,8534	0,9556	0,9346
Modal	12	0,029	0,0014	0,0195	0	0,9826	0,9534	0	0,0414	0,003	0,0165	0,8949	0,9586	0,9511

IV.5.3.2 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0.589sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **09^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation parallèle à **X-X**.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation parallèle à **Y-Y**.
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation.

IV.5.3.2.1 Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique) :

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ETABS), et elle doit être inférieure à la période empirique (Texp)

Donc on a : $T_{num} = 0.59s < T_{exp} = 0.920s \implies$ **la période est vérifiée**

IV.5.3.3 Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a : **W = 39390.237 KN**

Donc il faut : $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{statique}$

$$V_x = 0.15257 \times 39390.237 = 6009.86 \text{ (KN).}$$

$$V_y = 0.15257 \times 39390.237 = 6009.86 \text{ (KN).}$$

Tableau IV. 14 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V_{dym} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	2472.09	4807.886165	Non Vérifiée
Sens Y-Y	2659.17	4807.886165	Non Vérifiée

Dans le sens XX pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8 \times V_{st} / V_{dym} = 1.945$.

Dans le sens YY pour E_y il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8 \times V_{st} / V_{dym} = 1.808$.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_x = 19.07393 \text{ (KN)}. \\ R_y = 17.73042 \text{ (KN)}. \end{array} \right.$$

Tableau IV. 15 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V_{dym} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	4808.22	4807.886165	Vérifiée
Sens Y-Y	4807.78	4807.886165	Non Vérifiée

Dans le sens YY pour E_y il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8 \times V_{st} / V_{dym} = 1.000022$.

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = 19.07393 \text{ (KN)}. \\ E_y = 17.82 \text{ (KN)}. \end{array} \right.$$

Tableau IV. 16 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V_{dym} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	4808.22	4807.886165	Vérifiée
Sens Y-Y	4807.89	4807.886165	Vérifiée

IV.5.3.4 Vérification des déplacement inter-étage :

Selon l'axe X-X :

Tableau IV. 17 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle Finale selon l'axe (X-X).

Dans le sens X-X								
Niveaux	$\delta_{\text{ét}}$	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		
RDC	0,349	1,2215	0	1,22	455,0	0,268	<i>vérifiée</i>	
Etage 1	0,8695	3,04325	1,2215	1,82	330,0	0,552	<i>vérifiée</i>	
Etage 2	1,5143	5,30005	3,04325	2,26	330,0	0,684	<i>vérifiée</i>	
Etage 3	2,2216	7,7756	5,30005	2,48	330,0	0,750	<i>vérifiée</i>	
Etage 4	2,9569	10,3492	7,7756	2,57	330,0	0,780	<i>vérifiée</i>	
Etage 5	3,6769	12,8692	10,3492	2,52	330,0	0,764	<i>vérifiée</i>	
Etage 6	4,3656	15,2796	12,8692	2,41	330,0	0,730	<i>vérifiée</i>	
Etage 7	4,995	17,4825	15,2796	2,20	330,0	0,668	<i>vérifiée</i>	
Etage 8	5,5658	19,4803	17,4825	2,00	330,0	0,605	<i>vérifiée</i>	
Etage 9	6,0724	21,2534	19,4803	1,77	330,0	0,537	<i>vérifiée</i>	

Selon l'axe Y-Y :

Tableau IV. 18 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle Finale selon l'axe (Y-Y).

Dans le sens Y-Y								
Niveaux	$\delta_{\text{ét}}$	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		
RDC	0,1336	0,468	0	0,47	455,0	0,103	<i>vérifiée</i>	
Etage 1	0,3497	1,224	0,468	0,76	330,0	0,229	<i>vérifiée</i>	
Etage 2	0,6416	2,246	1,224	1,02	330,0	0,310	<i>vérifiée</i>	
Etage 3	0,9885	3,460	2,246	1,21	330,0	0,368	<i>vérifiée</i>	
Etage 4	1,3746	4,811	3,460	1,35	330,0	0,410	<i>vérifiée</i>	
Etage 5	1,7822	6,238	4,811	1,43	330,0	0,432	<i>vérifiée</i>	
Etage 6	2,1996	7,699	6,238	1,46	330,0	0,443	<i>vérifiée</i>	
Etage 7	2,6137	9,148	7,699	1,45	330,0	0,439	<i>vérifiée</i>	
Etage 8	3,0194	10,568	9,148	1,42	330,0	0,430	<i>vérifiée</i>	
Etage 9	3,4115	11,940	10,568	1,37	330,0	0,416	<i>vérifiée</i>	

IV.5.3.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales :

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limité comme suit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- **N_d** : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation Sismique (G+Q+E).
- **B_c** : l'aire (section brute) de cette dernière.
- **f_{c28}** : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Alors, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 19 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	60	60	3600	3106,23	0,288	<i>vérifiée</i>
Etage 1	60	60	3600	2745,36	0,254	<i>vérifiée</i>
Etage 2	55	55	3025	2389,53	0,263	<i>vérifiée</i>
Etage 3	55	55	3025	2036,95	0,224	<i>vérifiée</i>
Etage 4	50	50	2500	1687,16	0,225	<i>vérifiée</i>
Etage 5	50	50	2500	1357,33	0,181	<i>vérifiée</i>
Etage 6	45	45	2025	1064,25	0,175	<i>vérifiée</i>
Etage 7	45	45	2025	788,61	0,130	<i>vérifiée</i>
Etage 8	40	40	1600	518,12	0,108	<i>vérifiée</i>
Etage 9	40	40	1600	264,01	0,055	<i>vérifiée</i>

IV.5.2.6 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^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \quad \text{" Article 5.9 RPA99 version 2003 "}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' .

Tableau IV. 20 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	455,0	39390,24	1,85	4808,2157	0,033	vérifiée
Etage 1	330,0	34022,30	1,87	4656,2585	0,041	vérifiée
Etage 2	330,0	29969,78	2,14	4443,4282	0,044	vérifiée
Etage 3	330,0	26060,35	2,23	4145,2707	0,042	vérifiée
Etage 4	330,0	22155,76	2,23	3769,9685	0,040	vérifiée
Etage 5	330,0	18376,23	2,10	3318,3287	0,035	vérifiée
Etage 6	330,0	14596,71	1,91	2796,143	0,030	vérifiée
Etage 7	330,0	10933,88	1,69	2199,2085	0,025	vérifiée
Etage 8	330,0	7271,05	1,42	1522,8092	0,021	vérifiée
Etage 9	330,0	3711,72	2,42	727,0767	0,037	vérifiée

Tableau IV. 21 : Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (Y-Y).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	455,0	39390,24	1,2	4807,8875	0,022	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	34022,30	1,33	4666,6297	0,032	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	29969,78	1,67	4459,4403	0,037	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	26060,35	1,92	4179,1183	0,039	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	22155,76	2,09	3829,7816	0,040	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306,0	18376,23	2,18	3404,2495	0,038	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306,0	14596,71	2,2	2903,9038	0,036	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306,0	10933,88	2,18	2325,718	0,033	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306,0	7271,05	2,13	1643,8045	0,031	<i>vérifiée</i>
Etage 9	306,0	3711,72	2,13	789,481	0,033	<i>vérifiée</i>

IV.6 : Conclusion :

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel « ETABS 18.0.2 » (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

Chapitre V :
Ferraillage des éléments
résistants

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

V.2 Ferrailage 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), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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 :

Tableau V. 1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22.17	1	500	500

V.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

b- Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12 (mm).
- 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 20 (cm).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003}$$

N.B : On utilise Le logiciel d'EXPERT et SOCOTEC pour le ferrailage des sections

a)-Ferrailage des poteaux

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

Poteaux :

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V. 2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	60×60	1855,18	0,6302	SEC	0	0	32.40
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	55×55	1424,48	-3,3446	SEC	0	0	27.30
4 ^{ème} ,5 ^{ème}	50×50	1038,5	-4,0057	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} ,7 ^{ème}	45×45	677,961	-4,6293	SEC	0	0	18.23
8 ^{ème} ,9 ^{ème}	40×40	338,206	-4,7289	SEC	0	0	14.40

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V. 3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	60×60	53,5867	23,8997	SPC	0	0.34	32.40
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	55×55	453,091	11,5071	SEC	0	0	27.30
4 ^{ème} ,5 ^{ème}	50×50	310,709	11,6489	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} ,7 ^{ème}	45×45	174,812	11,958	SEC	0	0	18.23
8 ^{ème} ,9 ^{ème}	40×40	46,2641	17,2396	SET	0	0.57	14.40

c. (M^{\max} , N^{corr}) :Tableau V. 4 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC,1 ^{er}	60×60	91,9871	39,1088	SPC	0	0.51	32.40
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	55×55	918,991	32,0305	SEC	0	0	27.30
4 ^{ème} ,5 ^{ème}	50×50	639,218	35,3091	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} ,7 ^{ème}	45×45	380,591	35,8302	SEC	0	0	18.23
8 ^{ème} ,9 ^{ème}	40×40	134,002	35,0497	SET	0	0.71	14.40

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : $G+Q+E / 0,8G+E$

Poteaux :

a. (N^{\max} , M^{corr}) :Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC,1 ^{er}	60×60	3128,06	-213,542	SEC	0	0	32.40
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	55×55	2484,53	-250,627	SEC	0	0	27.30
4 ^{ème} ,5 ^{ème}	50×50	1749,99	-237,084	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} ,7 ^{ème}	45×45	1081,83	-34,0665	SEC	0	0	18.23
8 ^{ème} ,9 ^{ème}	40×40	525,258	-25,6826	SEC	0	0	14.40

b. (N^{\min} , M^{corr})Tableau V. 6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC,1 ^{er}	60×60	-1226,129	38,9562	SET	10.64	13.89	32.40
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	55×55	-753,8299	170,6567	SET	0	15.29	27.30
4 ^{ème} ,5 ^{ème}	50×50	-259,4824	166,0507	SET	0	10.45	22.50
6 ^{ème} ,7 ^{ème}	45×45	-35,7549	46,9364	SET	0	2.75	18.23
8 ^{ème} ,9 ^{ème}	40×40	-1,3508	32,538	SET	0	1.88	14.40

c. (M^{\max} , N^{corr}) :Tableau V. 7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	60×60	-297,0264	330,8695	SET	0	15.93	32.40
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55×55	202,929	323,745	SET	0	11.92	27.30
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50×50	307,17	281,1483	SET	0	10.55	22.50
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45×45	456,081	225,7941	SET	0	7.94	18.23
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	157,424	176,5581	SET	0	9.34	14.40

V.2.4. Choix des armatures :**1)- choix de ferrailage des poteaux :**

Tableau V. 8 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)	$A_s^{\text{sup}}(\text{adp})$ = A_s^{inf}
RDC, 1 ^{er}	60×60	26.57	32.40	216.0	144	12T20	37.70	12.57
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55×55	15.29	27.30	181.5	121	4T20+8T16	28.64	10.3
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50×50	10.55	22.50	150.0	100	12T16	24.12	8.04
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45×45	7.94	18.23	121.5	81	4T16+8T14	20.35	7.1
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	9.34	14.40	96.0	64	4T14+8T12	15.2	5.43

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}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

● **Acier** :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250\text{MPa}$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 9: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	60×60	1374,21	0,4668	37.70	51.70	250	3.47	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55×55	1055,17	-2,4775	28.64	48.60	250	3.08	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50×50	769,259	-2,9672	24.12	43.60	250	2.69	18	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45×45	502,193	-3,4291	20.35	36.30	250	2.03	18	OK
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	250,523	-3,5029	15.2	25.10	250	1.11	18	OK

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 10 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	60×60	39,6939	17,7035	37.70	15.20	250	0.72	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55×55	335,623	8,5238	28.64	11.90	250	1.28	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50×50	230,154	8,6288	24.12	17.00	250	1.21	18	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45×45	129,49	8,8578	20.35	14.60	250	1.07	18	OK
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	34,2697	12,7701	15.2	44.10	250	1.79	18	OK

c. ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$) :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN)	M_{ser}^{\max} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	60×60	68,1386	28,9695	37.70	6.53	250	0.38	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55×55	680,734	23,7263	28.64	22.00	250	2.77	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50×50	473,495	26,1549	24.12	39.10	250	2.82	18	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45×45	281,92	26,5409	20.35	36.80	250	2.75	18	OK
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	99,2606	25,9627	15.20	66.40	250	3.56	18	OK

V.2 .6 Vérification de L'effort Tranchant :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver.2003 : [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

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 les tableaux suivants :

Tableau V. 12 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u ^{BAEL} (MPa)	• Vérif ication
RDC	60×60	178,9077	0,50	18,19	0,075	2.25	3	OK
1 ^{er}	60×60	178,9077	0,50	13,34	0,075	2.25	3	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55×55	195,9087	0,65	14,55	0,075	2.25	3	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50×50	174,3673	0,70	16,00	0,075	2.25	3	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45×45	142,4217	0,70	17,78	0,075	2.25	3	OK
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40×40	116,5989	0,73	20,01	0,075	2.25	3	OK

V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : 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 $f_e=500$ MPa.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

Tableau V. 13 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{er}	60x60	12T20	20	10	15
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	14	10	15
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	4T14+8T12	12	10	10

- Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 14 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	60x60	3.185	5.31	2.5	178.9077	N	10	0.20	1.80	4T8	2.01
						C	15	0.30	2.25	4T10	3.14
1 ^{er}	60x60	2.31	3.85	3.75	178.9077	N	10	0.41	3.08	4T10	3.14
						C	15	0.62	3.85	6T10	4.71
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	2.31	4.2	3.75	195.9087	N	10	0.45	3.30	6T10	4.71
						C	15	0.68	4.13	6T10	4.71
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	2.31	4.62	3.75	174.3673	N	10	0.40	3.53	6T10	4.71
						C	15	0.60	4.41	6T10	4.71
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	2.31	5.13	2.5	142.4217	N	10	0.32	1.35	4T8	2.01
						C	15	0.48	1.69	4T8	2.01
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	2.31	5.78	2.5	116.5989	N	10	0.26	1.20	4T8	2.01
						C	10	0.26	1.20	4T8	2.01

V.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

V.2.9. Ferraillage des Poteaux du Sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2) \times (b-2)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i} \dots \dots \dots$ poteau carrée
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B_r = (a-0,02)^2$ [m²]. Poteau carré

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :

TABLE: Element Forces - Columns												
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
ss2	C68	1390	ELU	Combination		0	-2185,2	-3,5006	-4,0662	0,0258	-3,8929	-3,3251

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_{s \text{ inf}} + N_{s \text{ sup}} = 2185.2017 \text{ (KN)}$.

b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carrée $B = 60 \times 60 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17.32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0.7 \times 2.97 \times 10^2}{17.32} = 12.00 < 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2185.2017 \times 10^3}{0.83} - \frac{3364 \times 10^2}{0.9} \times \frac{30}{1.5} \right) \frac{1.15}{500} = -111.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

Le ferrailage se fait par rapport $A_s^{\min} = 0.9\% B$ selon RPA99 version 2003

$$A_s = A_s^{\min} = 37.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow (12T20).$$

V.2.10 Schéma de ferrailage des poteaux :

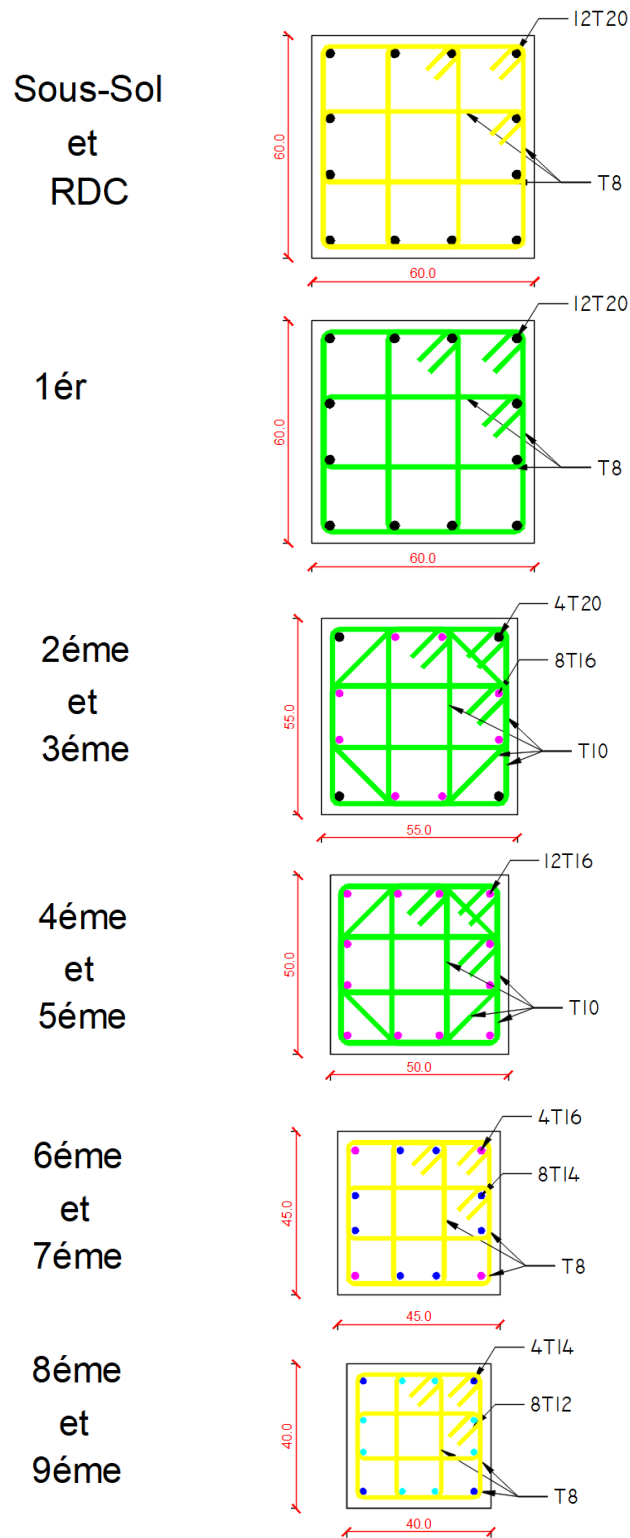


Figure V. 1 : Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale.

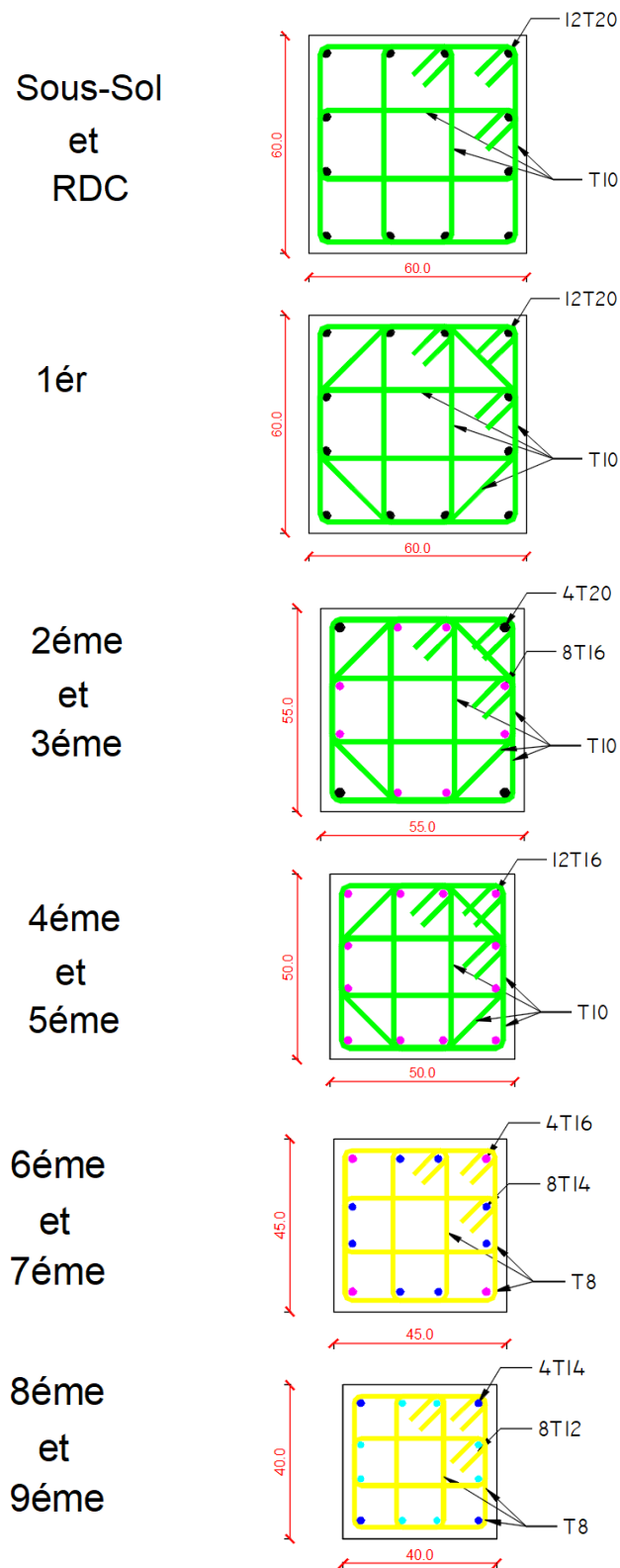


Figure V. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux zone courante.

V.3 Ferrailage des poutres :**V.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

• Situation durable :

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x40 (cm²).
- Poutres secondaires 30x40 (cm²).

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 15 : Ferrailage des poutres porteuses (30x40).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
(30x40)	Travée	37.90	/	2.4	/
(30x40)	Appui	/	-75.35	/	5.0

b-Situation accidentelle : G+Q+E / 0.8G+E

Tableau V. 16 : Ferrailage des poutres porteuses (30x40).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
(30x40)	Travée	91.40	-144.62	5.2	8.5
(30x40)	Appui	154.04	-200.14	8.9	12.0

2. Sens non porteur :a. Situation durable : $1.35G+1.5Q$ **Tableau V. 17 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x40).**

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
(30x40)	Travée	24.21	/	1.5	/
(30x40)	Appui	/	-35.07	/	2.2

b. Situation accidentelle : $G+Q+E / 0.8G+E$ **Tableau V. 18 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.**

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
(30x40)	Travée	58.07	-65.51	3.3	3.7
(30x40)	Appui	104.63	-133.68	6.0	7.8

VI.3.3 Choix des armatures :

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 19 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40.

Section	Position	A _{s max} z.c (cm ²)	A _{s max} z.r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s' cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A _{s max} ^{adp} (cm ²)	A _{s min} ^{adp} (cm ²)
(30x40)	Travée	48	72	6.0	5.2	8.5	3T16	5T16	6.03	10.05
(30x40)	Appui	48	72	6.0	8.9	12.0	3T16+2T14	6T16	9.11	12.06

Tableau V. 20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section	Position	$A_{s \max}$ z.c (cm ²)	$A_{s \max}$ z.r (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_s^{\text{I cal}}$ (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_{s \max}^{\text{adp}}$ (cm ²)	$A_{s \min}^{\text{adp}}$ (cm ²)
(30x40)	Travée	48	72	6.0	3.3	3.7	3T14	3T14	4.62	4.62
(30x40)	Appui	48	72	6.0	6.0	7.8	4T16	6T14	6.16	9.24

V.3.4. Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.4 \text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ (Mpa)}.$$

Tableau V.28: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
(30x40)	16.08	1.19	Vérifiée
(30x40)	9.24	1.19	Vérifiée

V.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS :

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.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier.**

$$\text{Fissuration préjudiciable :} \quad \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250MPa \end{cases}$$

Tableau V. 21 : Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	28.08	3.63	18	143.6	250	vérifier
Appui	-55.81	5.89	18	62.2	250	vérifier

Tableau V. 22 : Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	17.94	2.95	18	119.2	250	vérifier
Appui	-25.98	3.21	18	33.0	250	vérifier

a. 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 maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3(\text{MPa})$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

Tableau V. 23 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
(30x40)	293.56	2.72	3	Vérifier
(30x40)	66.76	0.62	3	Vérifier

V.3.5. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500\text{MPa}$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : →

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : →

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1.2 \text{ (cm)}$.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 24 : Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
(30x40)	293.56	2.82	36	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01
(30x40)	66.76	0.62	36	10	20	10	20	1,8	4T8	2.01

V.3.6. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=16mm.....L_r=80 (cm).
- b. Ø=14mm.....L_r=70 (cm).

V.3.7. Arrêt des barres :

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

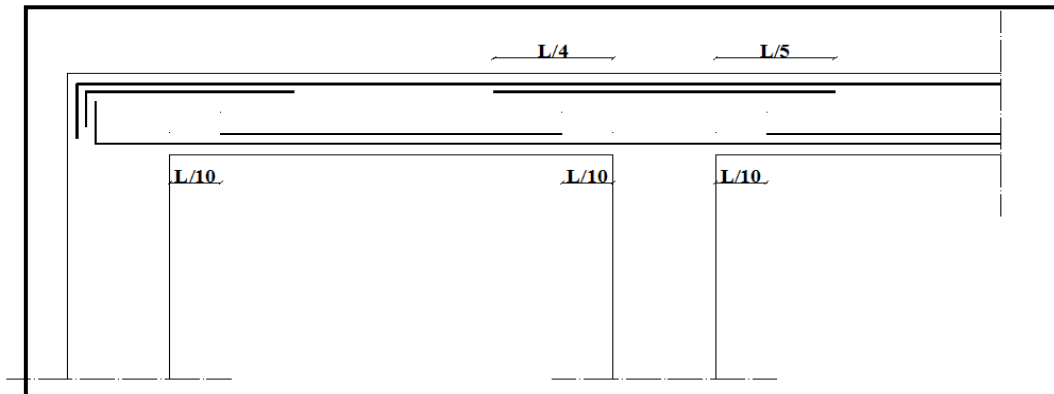


Figure V.1 : Arrêt des barres.

V.3.8. Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0.914 \text{ cm} \quad (L = 4.57\text{m} < 5\text{m})$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.734 \text{ cm} \quad (L = 3.67\text{m} < 5\text{m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

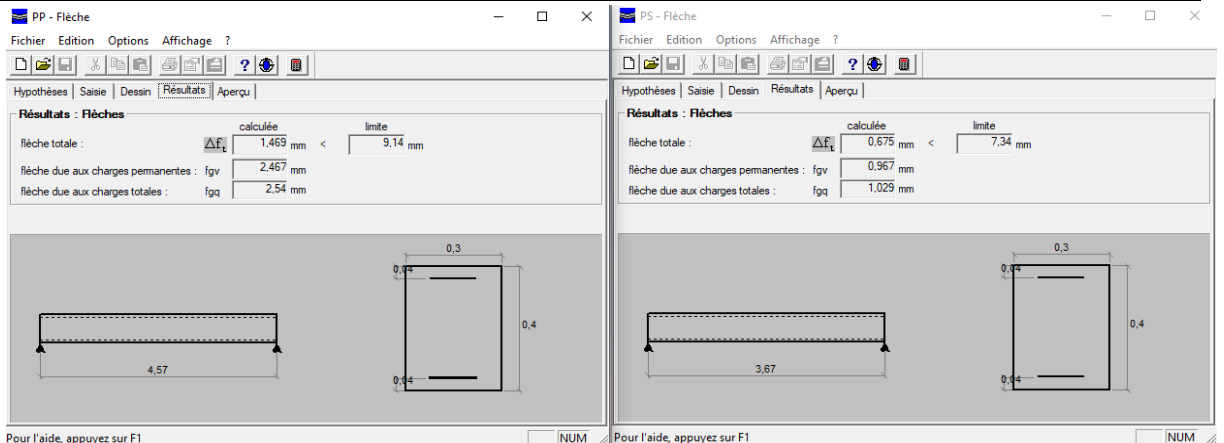
$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau V. 25 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	f̄ (cm)
(30x40)	4.57	28.08	6.03	65747.2	0.2467	0.254	0.1469	0.914
(30x40)	3.67	17.94	4.62	39481.6	0.0967	0.1029	0.0675	0.734



➤ Poutre principale (30x40) (pour les bouts voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 26 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
(30x40)	Travée	16.24	/	1.2	/
(30x40)	Appui	/	-59.58	/	3.9

b-Situation accidentelle G+Q+E / 0.8G+E

Tableau V. 27 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
(30x40)	Travée	138.32	-125.05	8.0	7.2
(30x40)	Appui	245.03	-315.26	13.6	18.8

➤ **Choix des armatures :**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 28 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section	Position	A _{s max} z.c (cm ²)	A _{s max} z.r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s 'cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A _{s max^{adp}} (cm ²)	A _{s min^{adp}} (cm ²)
(30x40)	Travée	48	72	6.0	8.0	7.2	3T20	3T20	9.42	9.42
(30x40)	Appui	48	72	6.0	13.6	18.8	3T20+3T14	6T20	14.04	18.85

Tableau V. 29 : Vérification de la condition de non fragilité 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
(30x40)	18.85	1.19	Vérifiée

➤ Vérification vis à vis de l'ELS :

Tableau V. 30 : Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).

Position	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	12.03	1.36	18	40.0	250	vérifier
Appui	-44.13	3.66	18	40.5	250	vérifier

➤ Vérification de l'effort tranchant :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V. 31 : Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40(pour les bouts de voile).

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
(30x40)	308	2.85	3	vérifier

➤ Calcul des armatures transversales :

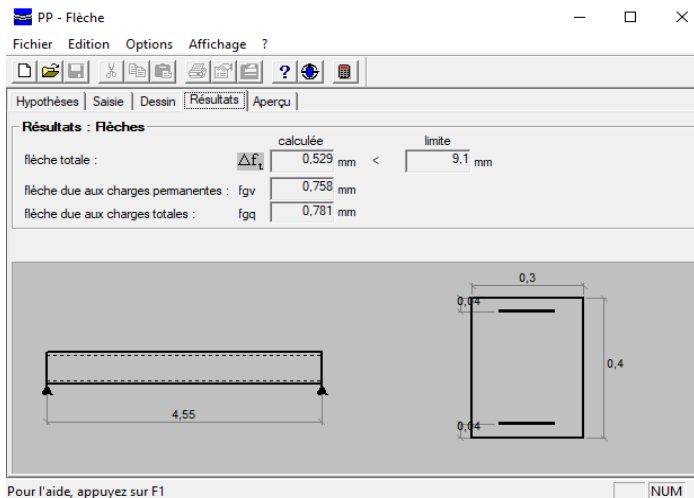
Tableau V. 32 : calcul des armatures transversales 30x40 (pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC			
(30x40)	308.00	2.85	36	10	20	10	20	1.8	4T8	1.8

➤ Vérification de la flèche :

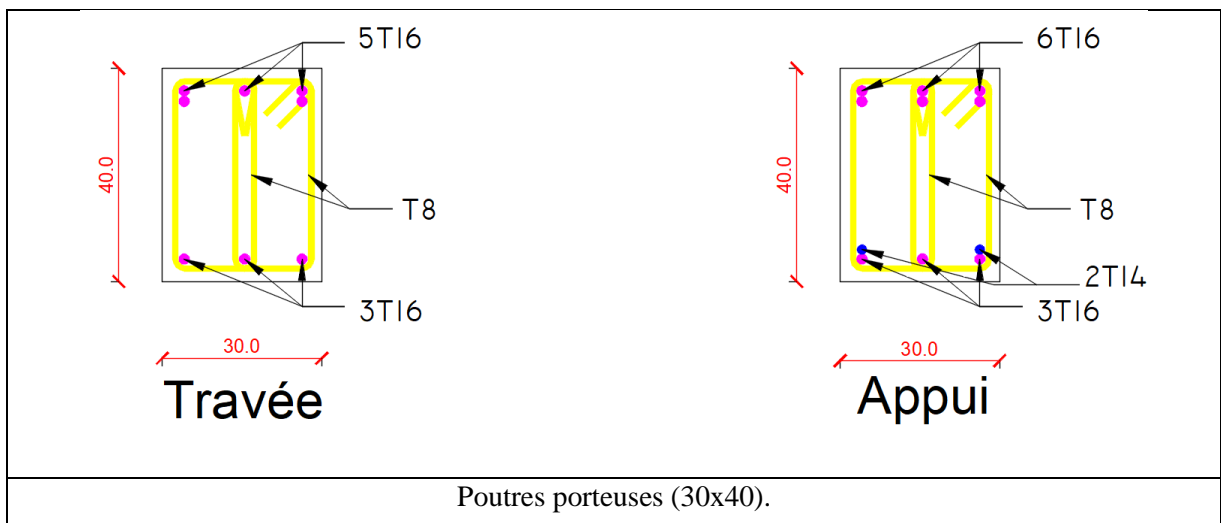
Tableau V. 33 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} kNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	\bar{f} (cm)
(30x40)	4.55	12.03	9.42	76345.6	0.0758	0.0781	0.0529	0.91



V.3.8 Schéma de ferrailage des poutres :

Tableau V. 34 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.



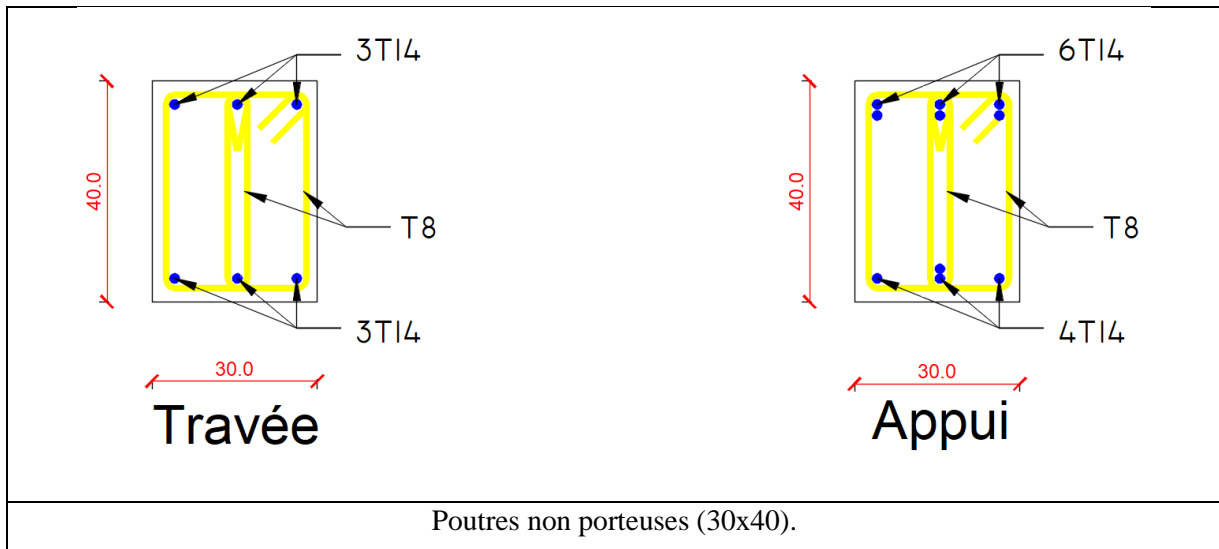
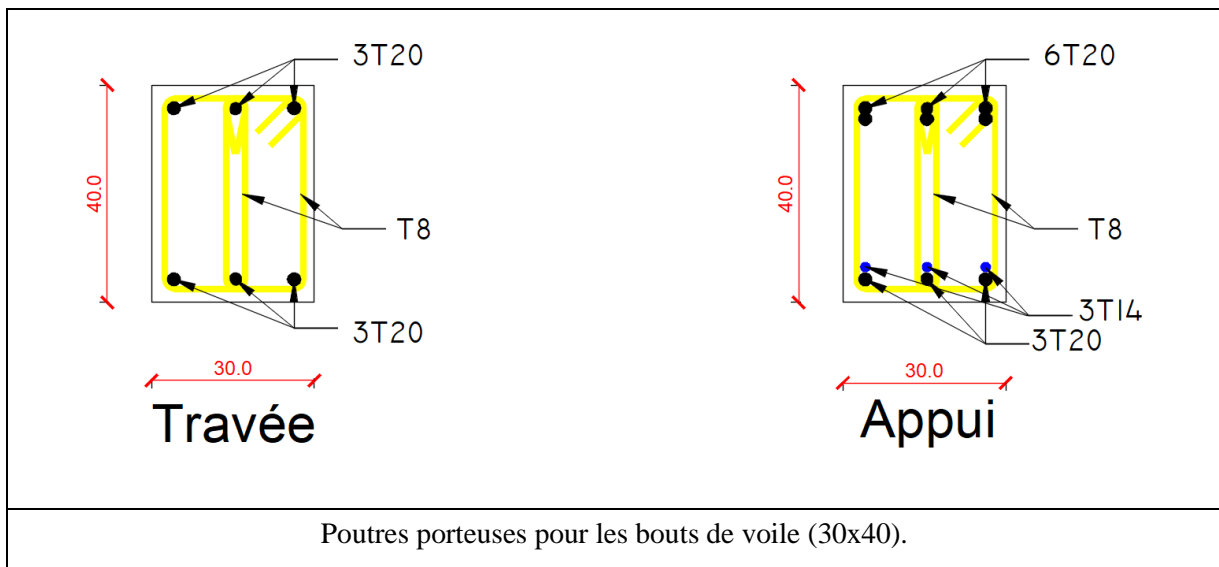


Tableau V. 35 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour les bouts de voile.



VI.4 Ferrailage des voiles :

VI.4.1 Généralités :

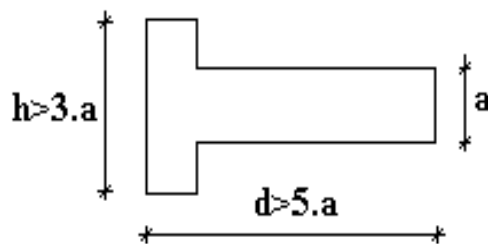
Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés parallèle à leur plan.

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.

Préconisation du règlement parasismiques algérienne [2] :**VI.4.2 Justifications sous sollicitations normales****a. Conditions d'application :**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

**Figure V. 3 : Définition de l'élément mur****b. Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)**

Soit : l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 36 : Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Note :

Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau V. 37 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	(m) ²	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	(Kn)	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	(KPa)	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

VI.4.3 Exemple de calcul (voile V1 RDC) par la méthode des contraintes :

$L = 4.15\ m$ (entre nue) ; $a = 0,25\ m$ (épaisseur) ; $h_e = 4.15\ m$ (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en mailles horizontales de même longueur $L_i \approx 1.00$ (m) et de section

$$S_i = L_i \cdot (a).$$

1) Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage de **4.55** d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4.55 - 0,4 = 4.15$ (m) (**0,4** (m) : hauteur de la poutre)

Tableau V. 38 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	(m)	0,9 x 3.15 =2.83	0,85x 3.15=2.66
Elancement λ	/	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.25} = 39.21$	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.25} = 36.85$
Coefficient α	/	0,697	0,499
Section réduite B_r (par ml) Avec d = 1.00 m	(m) ²	(a-0,02).1 = (0,25-0,02).1 = 0.23 m ²	(a-0,02).1 = (0,2-0,02).1 = 0.23 m ²
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec d = 1.00m	(MPa)	$\sigma_{bna} = \frac{0.697}{1 \times 0.25} \left[\frac{0.23 \times 30}{0.9 \times 1.15} \right]$ = 18.56 MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0.499}{1 \times 0.25} \left[\frac{0.23 \times 30}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right]$ $\sigma_{ba} = 23.08 \text{ MPa}$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 16.13$ (MPa) correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,25) (1) (m)^2$ $A_s = 2.5 (cm)^2$

Pour cette exemple $\sigma_{compression} = 1.3$ (MPa) < σ_{bna} donc on n'a pas besoin d'armatures de compression.

VI.4.4 Armatures de traction :

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

-La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (**S12** ou τ)

Tableau V. 39 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maille ($L_i=1$ m)	1	2	3	4
Dimensions (m^2) ($a \cdot l_i$) = S_j	0.25	0.25	0.25	0.25
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	6.3	4.2	3.1	5.6
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j \times S_j$	1.57	1.05	0.77	1.4
Section d'acier (cm^2) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ situation accidentelle $\gamma_s = 1$	39.37	26.25	19.37	35
1. Selon RPA : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	5	5	5	5
Acier total (Sur deux faces en cm^2)	2*T16	2*T16	2*T16	2*T16
S_i : espacement (mm)	100	150	150	100
$S \leq (1.5a, 30cm)$ $S \leq 30$ cm	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

VI.4.6 Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \max} = 300 \text{ (mm)}.$$

$$A_{h1} = \frac{1,4(1,8)(250)(300)}{0,8 \times 500 \times 0,8} = 4,72 (cm)^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \left(\frac{0,15}{100}\right) \times 25 \times 100 = 3,75 cm^2$$

D'où :

$$A_s = \max(A_{h1}; A_{h2}) = 4,72 (cm)^2.$$

Soit : **2 × T10**

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1000}{7} = 150 \text{ (mm)}.$$

On prend : $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t \max} = 300 \text{ mm}$**vérifié.**

VI.4.7 Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié avec la méthode des contraintes :

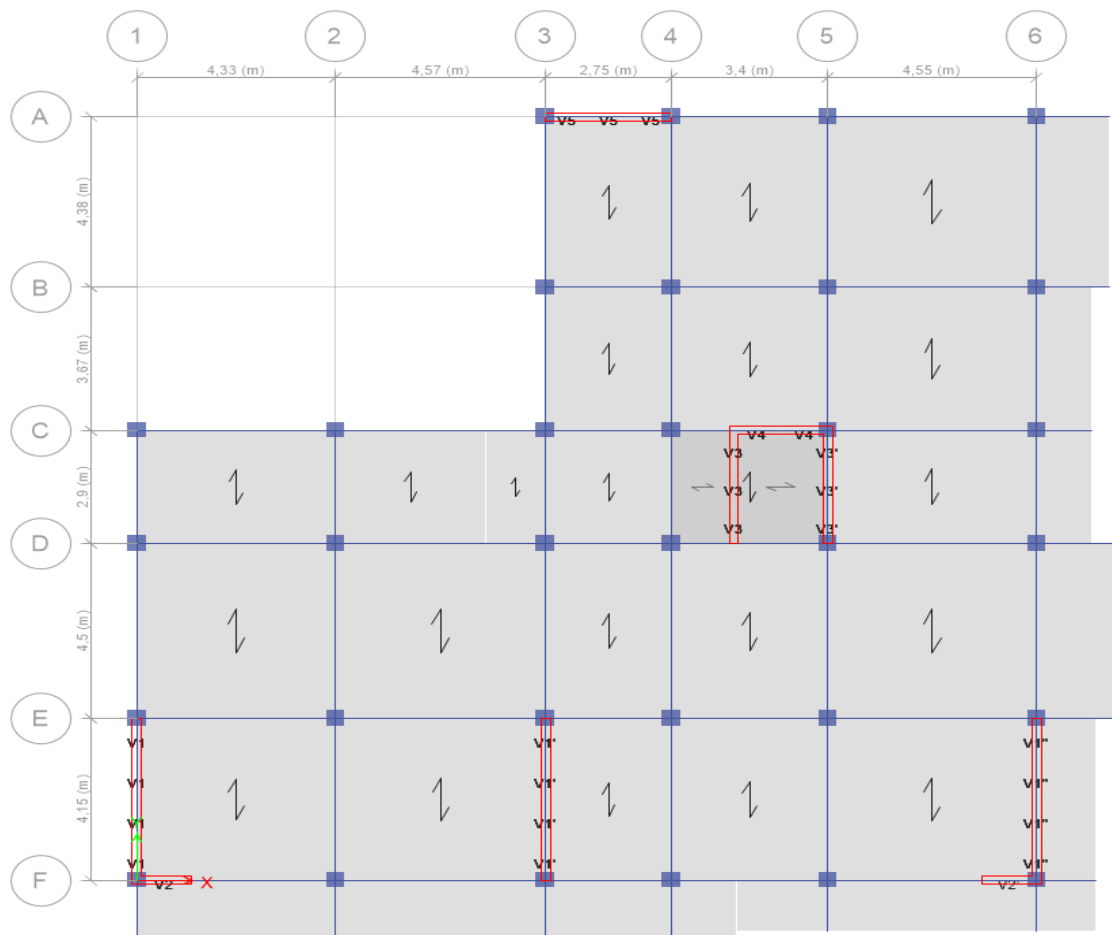


Figure V. 4 : Plan de repérage des voiles.

Note :

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge **G+Q+E**
- Dans ce qui suit on a : **e** : désigne l'épaisseur du voile

l_m : la longueur de chaque maille

σ_{moy} = **S₂₂** (lu au milieu de la maille)

$$S_i = l_m \times e$$

Tel que Si $\sigma < 0$ → compression.

Si $\sigma > 0$ → traction.

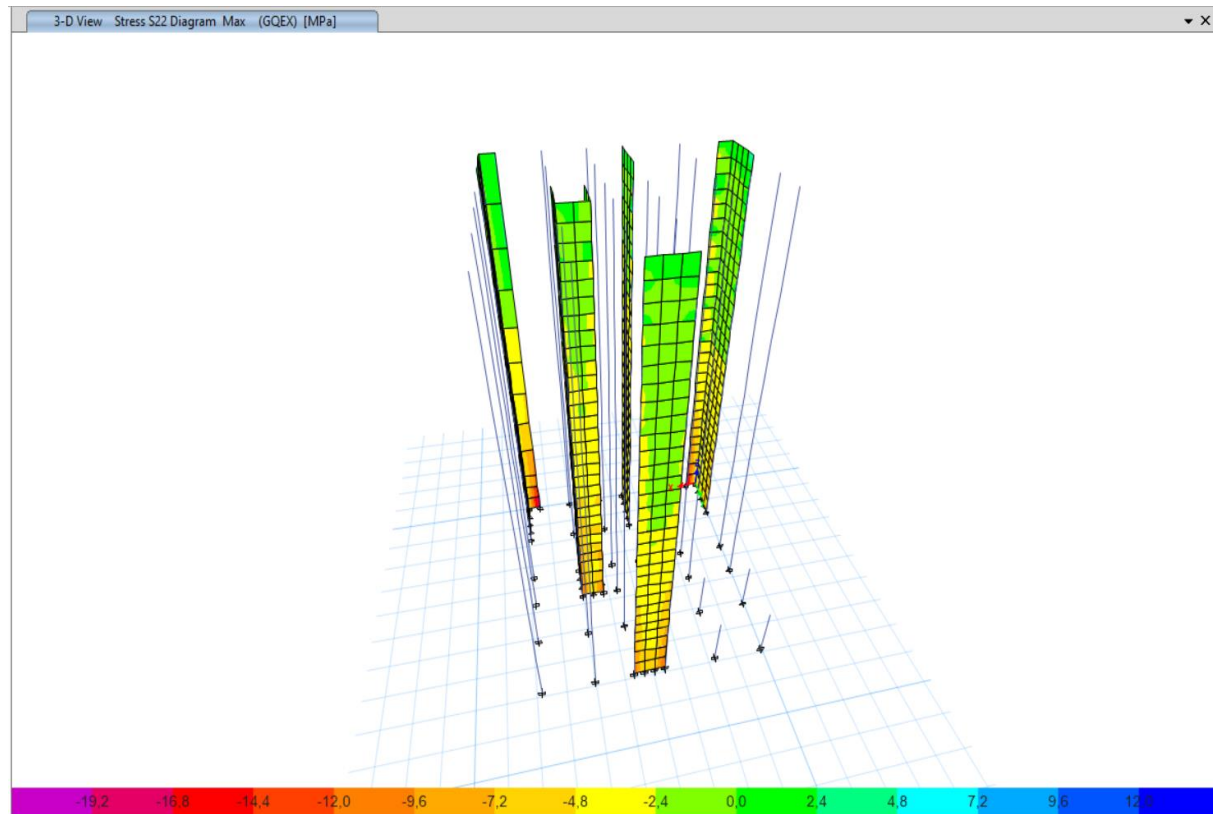


Figure V. 5 : Schéma des contraintes.

VI.4.7.1 Armatures verticales de traction

1) Voile V1 : $e = 25$ (cm) ; RDC ; $e=20$ cm autre étage $l_m = 1$

(m) ;

$L_{voile} = 4.15$ (m).

Tableau V. 40 : Calcul des armatures du voile (V1)

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	choix d'armatures	St posé (cm)
V1- V1'- V1''	RDC	1	1	0,2 5	0,25	6,3	1,575	39,37 5	5	39,37 5	2xT16	10
		2	1	0,2 5	0,25	4,2	1,05	26,25	5	26,25	2xT16	15
		3	1	0,2 5	0,25	3,1	0,775	19,37 5	5	19,37 5	2xT16	15
		4	1	0,2 5	0,25	5,6	1,4	35	5	35	2xT16	10
	RDC - 5eme	1	1	0,2 0,2	0,2	5,2	1,04	26	4	26	2xT14	10
		2	1	0,2 0,2	0,2	3,37	0,674	16,85	4	16,85	2xT14	15
		3	1	0,2 0,2	0,2	2,58	0,516	12,9	4	12,9	2xT14	15
		4	1	0,2 0,2	0,2	4,3	0,86	21,5	4	21,5	2xT14	10
	5eme- 9 eme	1	1	0,2 0,2	0,2	1,5	0,3	7,5	4	7,5	2xT12	10
		2	1	0,2 0,2	0,2	0,85	0,17	4,25	4	4,25	2xT12	15
		3	1	0,2 0,2	0,2	1,1	0,22	5,5	4	5,5	2xT12	15
		4	1	0,2 0,2	0,2	1,05	0,21	5,25	4	5,25	2xT12	10

Remarque :

Les deux voiles **V1** et **V1'** et **V1''** ont les mêmes efforts avec les mêmes dimensions donc on opte le même ferrailage pour ces deux voiles.

2) Voile V2 et V2' :

$e = 25$ (cm) ; RDC ; $e=20$ (cm) autre étage L voile = 3 (m) ;

$lm = 1$ (m).

Tableau V. 41 : Calcul des armatures du voiles (V2 ; V2')

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	choix d'armatures	St posé (cm)
V2 et v2'	RDC	1	1	0,25	0,25	10	2,5	62,5	5	62,5	2xT20	10
	RDC - 5eme	1	1	0,2	0,2	7,8	1,56	39	4	39	2xT14	10
	5eme-9 eme	1	1	0,2	0,2	1,4	0,28	7	4	7	2xT14	10

Remarque :

Les deux voiles **V2** et **V2'** ont les mêmes efforts avec les mêmes dimensions donc on opte le même ferrailage pour ces deux voiles.

3) Voile V3 ; V3' :

$$l_m = 1 \text{ (m)} ; L_{\text{voile}} = 2.9 \text{ (m)}.$$

Tableau V. 42 : Calcul des armatures du voiles (V3 ; V3')

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	choix d'armatures	St posé (cm)
V3 et v3'	RDC-2eme	1	1	0,25	0,25	6,2	1,55	38,75	5	38,75	2xT16	10
		2	1	0,25	0,25	3,5	0,875	21,875	5	21,875	2xT16	15
		3	1	0,25	0,25	4,33	1,0825	27,0625	5	27,0625	2xT16	10
	RDC - 5eme	1	1	0,2	0,25	3,8	0,95	23,75	4	23,75	2xT14	10
		2	1	0,2	0,25	2,2	0,55	13,75	4	13,75	2xT12	15
		3	1	0,2	0,25	1,29	0,3225	8,0625	4	8,0625	2xT14	10
	5eme-9 eme	1	1	0,2	0,25	1,1	0,275	6,875	4	6,875	2xT12	10
		2	1	0,2	0,25	0,85	0,2125	5,3125	4	5,3125	2xT12	15
		3	1	0,2	0,25	0,9	0,225	5,625	4	5,625	2xT12	10

Remarque :

Les deux voiles **V3** et **V3'** ont les mêmes efforts avec les mêmes dimensions donc on opte le même ferrailage pour ces deux voiles.

4) Voile V4 :

$$- e = 20 \text{ (cm)} ; - l_m = 1 \text{ (m)} - L_{\text{voile}} = 2.05 \text{ (m)}.$$

Tableau V. 43 : Calcul des armatures du voiles (V4)

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	choix d'armatures	St posé (cm)
v4	RDC	1	1	0,25	0,25	7,26	1,815	45,375	5	45,375	2xT20	15
		2	1	0,25	0,25	6,82	1,705	42,625	5	42,625	2xT20	15
	RDC - 5eme	1	1	0,2	0,25	7,16	1,79	44,75	4	44,75	2xT20	15
		2	1	0,2	0,25	6,9	1,725	43,125	4	43,125	2xT20	15
	5eme- 9 eme	1	1	0,2	0,25	3,5	0,875	21,875	4	21,875	2xT16	15
		2	1	0,2	0,25	3,02	0,755	18,875	4	18,875	2xT16	15

5) Voile V5 :

$$l_m = 1.25 \text{ (m)} ; L_{\text{voile}} = 2.5 \text{ (m)}.$$

Tableau V. 44 : Calcul des armatures du voile (V5)

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	choix d'armatures	St posé (cm)
v5	RDC- 2eme	1	1	0,25	0,25	7,4	1,85	46,25	5	46,25	2xT20	10
		2	1	0,25	0,25	5,2	1,3	32,5	5	32,5	2XT16	10
		3	1	0,25	0,25	8,31	2,0775	51,9375	5	51,9375	2xT20	10
	RDC - 5eme	1	1	0,2	0,25	5,6	1,4	35	4	35	2XT16	10
		2	1	0,2	0,25	4,7	1,175	29,375	4	29,375	2XT16	10
		3	1	0,2	0,25	6,2	1,55	38,75	4	38,75	2XT16	10
	5eme- 9 eme	1	1	0,2	0,25	2,02	0,505	12,625	4	12,625	2xT14	10
		2	1	0,2	0,25	1,01	0,2525	6,3125	4	6,3125	2xT14	10
		3	1	0,2	0,25	1,98	0,495	12,375	4	12,375	2xT14	10

VI.4.7.3 Aciers horizontaux :

Tableau VI. 51 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

	Niveau	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	$A_{h \text{ min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	st
V1-V1'	RDC	1,64	3,84	3,75	3,84	T10	20
	Autres niveaux	2,34	4,39	3	4,39	T10	20
v2-v2'	RDC	1,9	4,45	3,75	4,45	T10	20
	Autres niveaux	1,58	2,96	3	3	T10	20
v3-v3'	RDC	2,23	5,23	3,75	5,23	T10	20
	Autres niveaux	2,28	4,28	3	4,28	T10	20
v4	RDC	1,68	3,94	3,75	3,94	T10	20
	Autres niveaux	2,16	4,05	3	4,05	T10	20
v5	RDC	1,44	3,38	3,75	3,75	T10	20
	Autres niveaux	0,91	1,71	3	3	T10	20

VI.4.7.4 Exemple ferrailage voiles V1-V1'-V1'' :

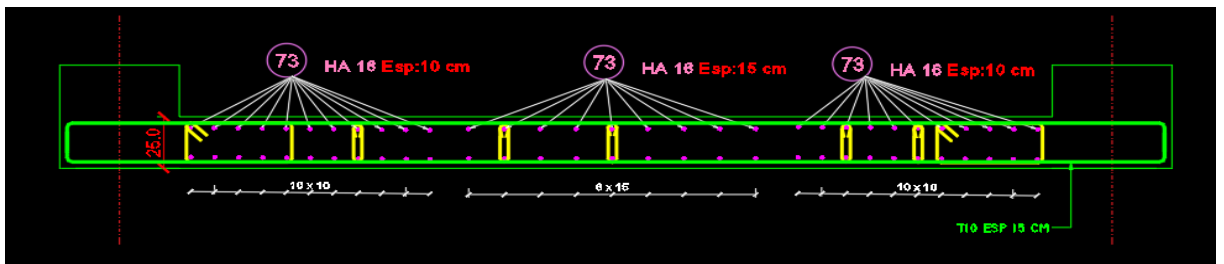


Figure VI.6 Exemple ferrailage voiles V1-V1'-V1'' de (RDC)

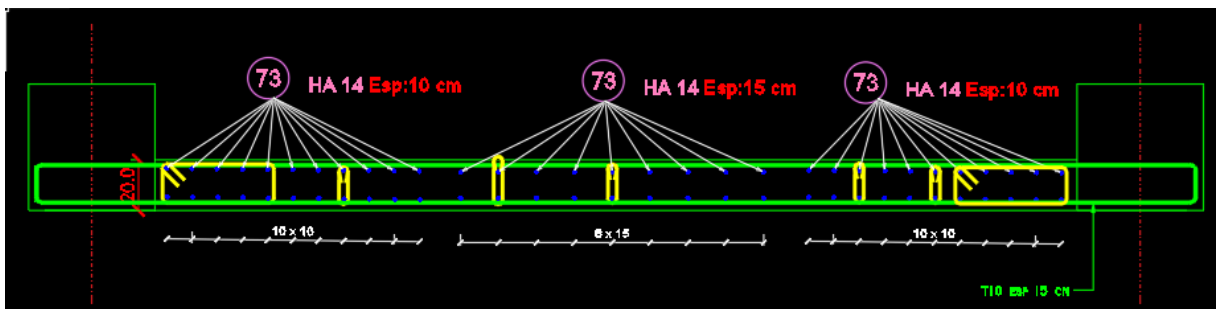


Figure VI.7 Exemple ferrailage voiles V1-V1'-V1'' de (1^{er}-5^{eme} étage)

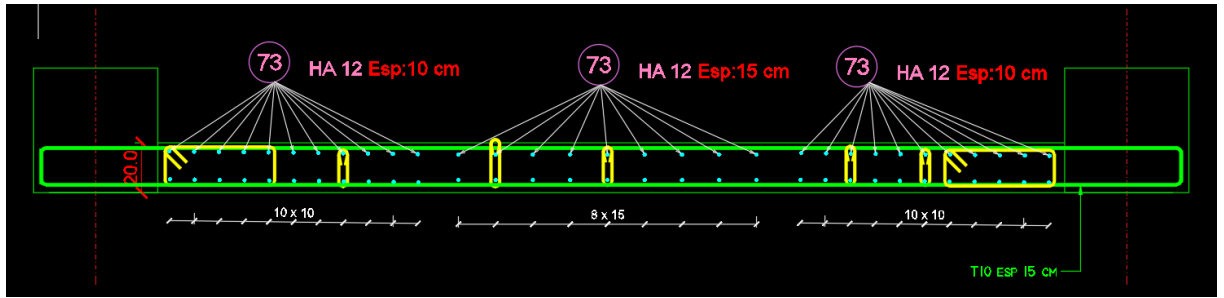


Figure V. 6 : Exemple ferrailage voiles V1-V1'-V1'' de (5^{eme} -9^{eme} étage)

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.25 bars. (**Selon le rapport de sol**)

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfait 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 données 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 prévenant 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 :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1. Semelle isolée :

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 $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

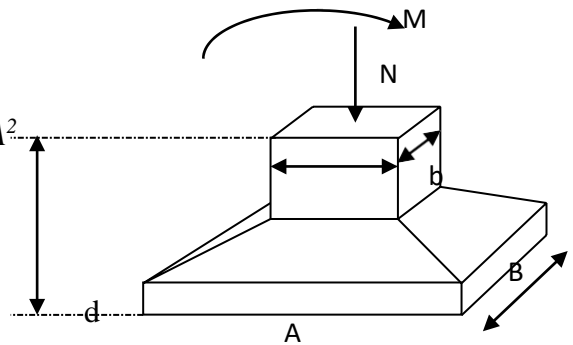


Figure VI. 7 : Semelles isolée sous poteaux

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1618.6679 \text{ (KN)}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{1618.6679}{225} \Rightarrow S = 7,19 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{7.19} = 2.68 \text{ (m)} \Rightarrow B = 2.7 \text{ (m)}$$

- Vérification de la mécanique des sols (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 : $L_{\min} = 2.75 \text{ (m)} < 1.5 \times 2.7 = 4.05 \text{ (m)} \dots\dots$ non vérifie

➤ **Conclusion :**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes

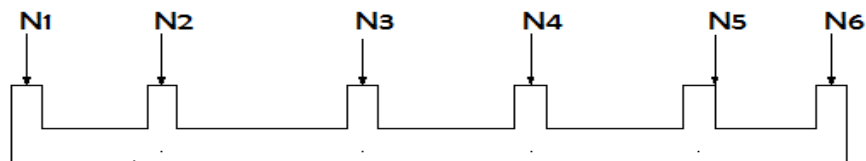


Figure VI. 8 : Semelles filantes.

- 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 (m) choisie	S (m ²) semelle
A-A	4583,56	19,6	1,04	1,20	23,52
B-B	7827,05	19,6	1,77	1,80	35,28
C-C	7710,07	19,6	1,75	1,80	35,28
D-D	8463,26	19,6	1,92	2,00	39,2
E-E	8502,79	19,6	1,93	2,00	39,2
F-F	5582,12	19,6	1,27	1,80	35,28

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{207.76}{384.28} = 54.06\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

➤ **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 de sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.3.3. Radier générale

VI.3.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

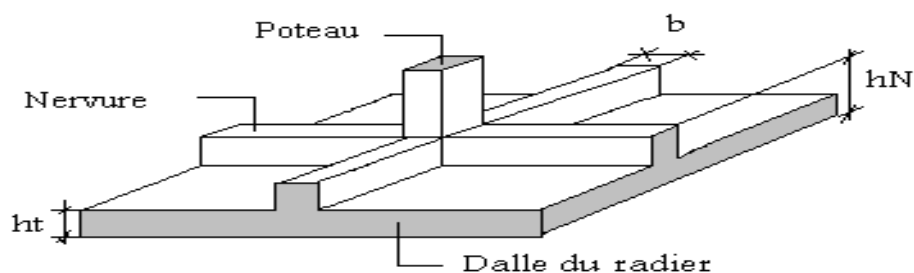


Figure VI. 9 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour $\begin{cases} N = 50295.1003(\text{kN}) \\ \sigma_{sol} = 2.25(\text{bars}) \end{cases}$:

$$S_{nec} \geq 223.4 \text{ (m)}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 384.28 \text{ m}^2 > S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 424.49 \text{ (m)}^2$

VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :**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.

$$L_{\max} = 4.57(\text{m}) \rightarrow h_1 = 22.85(\text{cm})$$

On prend : **h=40** (cm).

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ (MPa)}$.

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u = 67898.3854 \text{ (KN)}$.

$$L = 4.57 \text{ (m)} ; \mathbf{b} = (1\text{m})$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} b (0,9\bar{\tau})} = 13.37(\text{cm}).$$

$$\Rightarrow h_2 = 25 \text{ (cm)}.$$

- **Conclusion :** $h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 40 \text{ (cm)}$.

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40 \text{ (cm)}$.

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{457}{10} = 45.7 \text{ (cm)}.$$

Donc :

$b = 65 \text{ (cm)}$ 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 :

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

On a $L_{\text{max}} = 4.57\text{m}$

$\Rightarrow 30.47(\text{cm}) < h_{N1} < 45.70(\text{cm})$ On prend : $h_{N1} = 45 \text{ (cm)}$.

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2185.2017 \text{ (KN)}$) poteau C68

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a,b = Dimensions du poteau du sous-sol (60x60).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$h_{N2} \geq 41.8 \text{ (cm)}$

• **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 : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne E=20000 MPa).

b : Largeur de la semelle (b=65 cm).

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[kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³] → pour un très bon sol.

On aura : Nous avons un sol de densité moyenne → K=4 [kg/cm³].

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4570}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 75.47\text{cm} \Rightarrow h_2 = 100 \text{ (cm)}$$

Tableau VI. 2 : Chois la hauteur de nervure.

H nervure	I nervure (m ⁴)	Le (m)	($\pi/2$) (Le + a) (m)	Vérification	Observation
1	0.0542	3.59	6.66	>4.57	vérifier

On prend : **h_n=1 (m).**

➤ **Résumé :**

- Épaisseur de la dalle du radier h = 40 (cm)
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_n = 100(\text{cm}) \\ b = 65(\text{cm}) \text{ sens } (x - x) \text{ et } (y - y) \end{cases}$

VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VI. 3 : caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
x _G (m)	y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)
10.3031	10.30	15011.2561	15020.2040

a. 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.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M₀: Moment à la base de la structure.

V₀: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M₀, V₀ sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

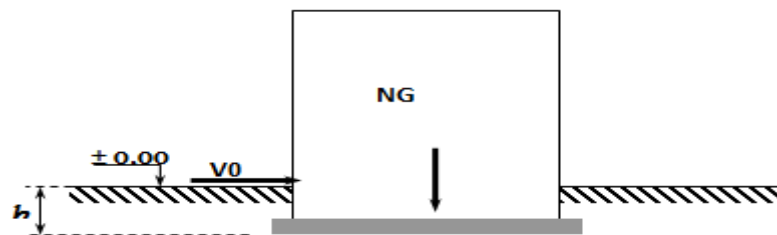


Figure VI. 10 : Schéma statique du bâtiment.

- Sens xx :**

$$M_0 = 20729.1807 \text{ (KN.m).}$$

$$V_0 = 5508.9662 \text{ (KN).}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1\text{ser}} = 67898.3854 \text{ (KN).}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1 \times 424.49 = 10612.25 \text{ (KN).}$$

Donc :

$$N = 78510.6354 \text{ (KN).}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 5.94 \text{ (m)}$.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 20729.1807 + (5508.9662 \times 5.94) = 53452.4399 \text{ (kN.m).}$$

$$M_s = N \times x_G = 808902.93 \text{ (KN.m)}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 15.13 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens yy:**

$$M_0 = 19011.6471 \text{ (KN.m)}$$

$$V_0 = 5601.37 \text{ (KN)}$$

Donc :

$$M_R = 52283.7849 \text{ (KN.m)}$$

$$M_s = N \times y_G = 808659.54 \text{ (KN.m)}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 15.47 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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.

b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 225 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{50295.1003}{424.49} = 118.48 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 118.48 \text{ (KN/m}^2\text{)} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 225 \text{ (KN/m}^2\text{)} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

2. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

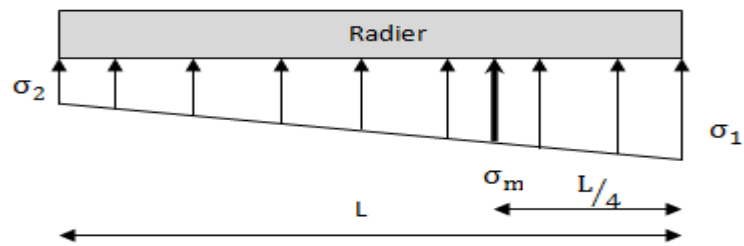


Figure VI. 11 : Contraintes sous le radier.

Avec :

$$I_{xx} = 15011.2561 \text{ (m}^4\text{)}.$$

$$I_{yy} = 15020.2040 \text{ (m}^4\text{)}.$$

- **ELU :**

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 67898.3854 + 1.35 \times 10612.25$$

$$N_u = 82224.9229 \text{ (KN).}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 225 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$(M_{Rx} = 53452.4399 \text{ KN.m ; } M_{Ry} = 52283.7849 \text{ KN.m}).$$

Tableau VI. 4 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	230.42	156.99	212.06
Sens y-y	229.56	157.85	211.63
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332.5$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser} = 60907.3503 \text{ (KN).}$$

Tableau VI. 5 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	180.17	106.80	161.83
Sens y-y	179.34	107.63	161.41
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 332.5$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

- **ELU:** $\sigma_u = 212.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- **ELS:** $\sigma_{\text{ser}} = 161.83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

VI.3.3.2. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 100 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

a. Ferrailage de la table du Radier :**1. Détermination des efforts :**

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 sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée:
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis:
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée:
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x ; M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis:
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

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

2. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 212.06(\text{kN/m})$
- **ELS :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 161.83(\text{kN/m})$

3. 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 μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 4.5(m) ; L_y = 4.57(m)$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{4.57} = 0,98 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6 : Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.5	4.57	0.98	0.0384	0.9545	212.06	164.90	123.67	157.40	118.05	82.45

Tableau VI. 7 : Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.5	4.57	0.98	0.0457	0.9694	161.83	149.76	112.32	145.18	108.88	74.88

4. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28} = 30$ (MPa) ; $f_{t28} = 2.4$ (MPa) ; $\sigma_{bc} = 17$ (MPa) ;

$f_e = 500$ (MPa) ; $\sigma_s = 435$ (MPa) ; $b = 100$ (cm) ; $h = 40$ (cm) ;

$d = 0,9h = 36$ (cm), fissuration préjudiciable.

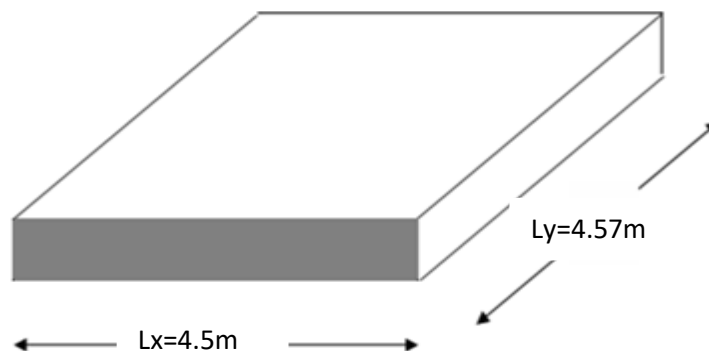


Figure VI. 12 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.

Tableau VI. 8 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	123,67	0,057	0,074	34,94	8,14	10T14	15,39	20
	y-y	118,05	0,054	0,07	35	7,76	10T14	15,39	20
Appui	x-x	82,45	0,038	0,049	35,3	5,37	5T14	7,70	20
	y-y								

➤ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33(\text{cm}).$$

❖ **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S_t=20 (cm).

• **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend S_t=20 (cm).

❖ **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33 (\text{cm}).$$

On prend S_t=20 cm.

5. Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 (\text{cm}^2) \dots\dots \text{Vérifier}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI. 9 : Vérification des contraintes (radier).

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	112,32	15,39	5,94	18	224,4	250	verifier
	y-y	108,88	15,39	5,76	18	217,6	250	verifier
Appui	x-x	74,88	7,70	3,96	18	149,6	250	verifier
	y-y							

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 / m²**.

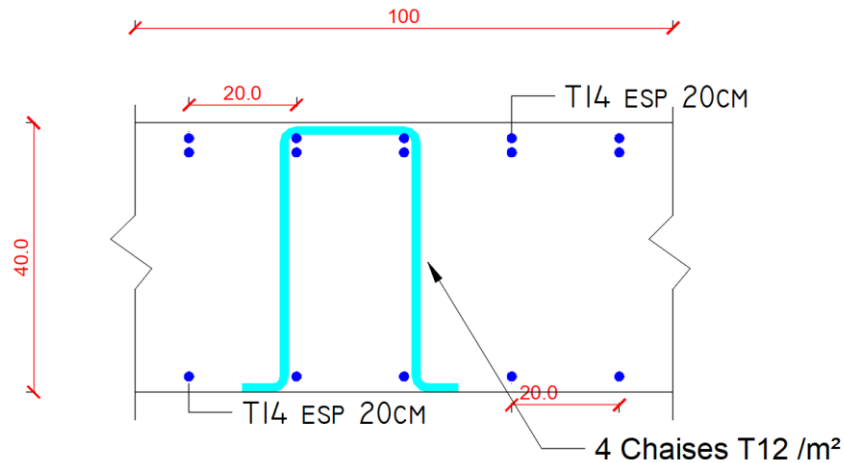


Figure VI. 13 : Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage des Nervures :**1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 65 \text{ (cm)} ; h = 100 \text{ (cm)} ; d = 90 \text{ (cm)} .$$

Sens porteur (y-y) :

$$L = 4.57 \text{ m} ; q_u = 212.06 \text{ (KN/ml)} .$$

Tableau VI. 10 : Ferrailage des nervures sens (y-y).

	M_u (KNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	470,57	0,053	0,069	87,52	12,37	5T16+5T14	17,75
Appuis	276,80	0,031	0,04	88,56	7,19	5T14	7,70

- **Sens non porteur (x-x) :**

$L = 4.5\text{m}; q_u = 212.06 \text{ (KN/ml)}$.

Tableau VI. 11 : Ferrailage des nervures sens (x-x).

	M_u (KNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	456,26	0,051	0,066	87,63	11,97	5T16+5T14	17,75
Appuis	268,39	0,03	0,039	88,6	6,97	5T14	7,70

a. Vérifications nécessaires :➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.46 \text{ (cm}^2\text{)} \dots\dots \text{ Vérifier}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Nous avons : $q_{ser} = 161.83 \text{ (KN/ml)}$.

Tableau VI. 12 : Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	348,19	17,75	5,31	18	238,4	250	verifier
	y-y	359,10	17,75	5,48	18	245,9	250	verifier
Appui	x-x	204,82	7,70	3,12	18	140,2	250	verifier
	y-y	211,24	7,70	3,22	18	144,6	250	verifier

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{212.06 \times 4.57}{2} = 484,56(\text{KN}).$$

$$\tau_u = \frac{484,56 \times 10^3}{650 \times 900} = 1,20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3(\text{MPa}) \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = 19,2(\text{cm}) \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50(\text{cm}) \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$f_c = 500$ (MPa) ; $\tau_u = 1,20$ (MPa) ; $f_{t28} = 2,4$ (MPa) ; $b = 65$ (cm) ; $d = 90$ (cm).

On trouve :

- $S_t = 15$ (cm)..... Zone nodale.
- $S_t = 30$ (cm)..... Zone courante.

$$A_t \geq (2,93\text{cm}^2)$$

On prend : 6T8 = 3.02 (cm²).

➤ **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 $3 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$ pour mettre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=150 \text{ cm}$).

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1 = 3 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

On opte : $3T12 = 3.39 \text{ (cm}^2\text{)}$.

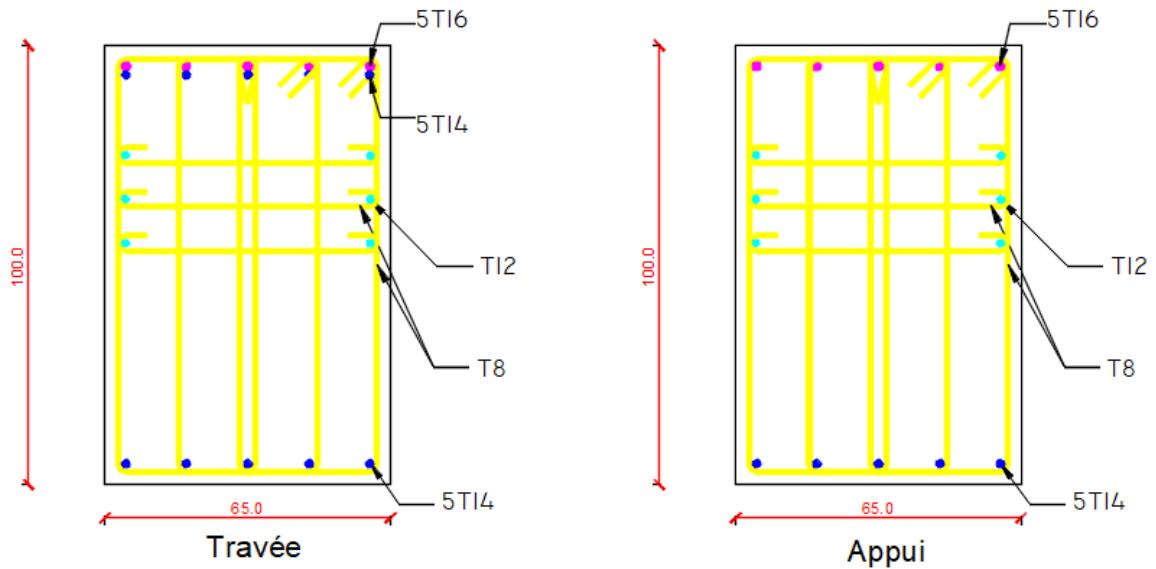


Figure VI. 14 : Ferrailage des nervures du sens porteur.

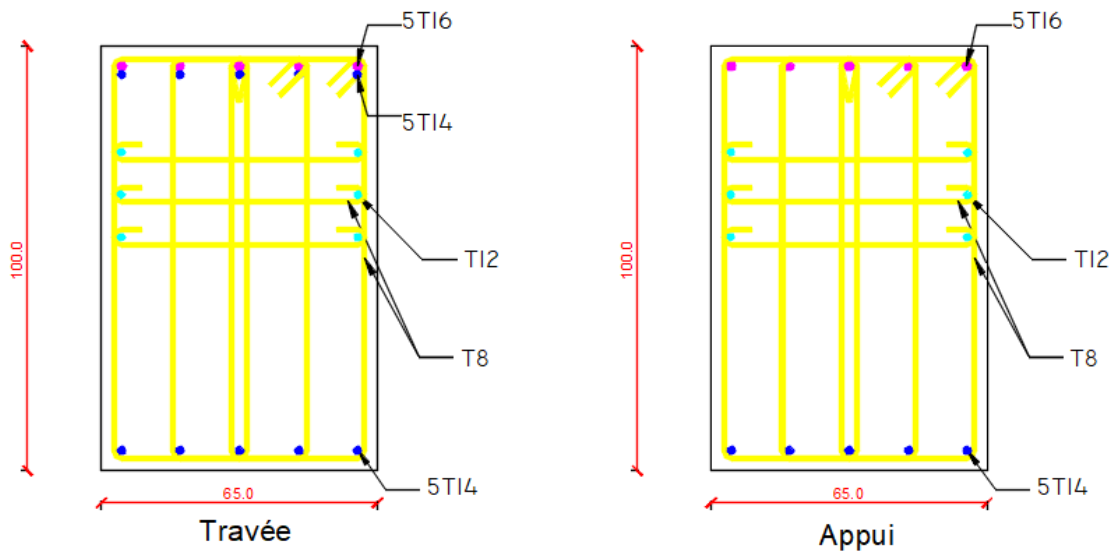


Figure VI. 15 : Ferrailage des nervures du sens non porteur.

6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

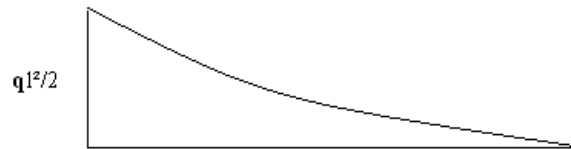
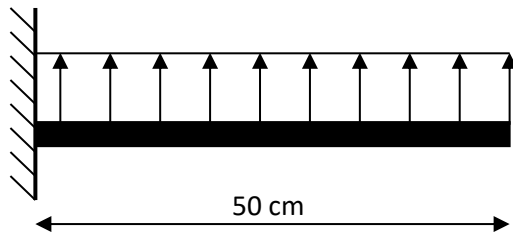


Figure VI. 16 : Schéma statique du débord.

Figure VI. 17: Diagramme des Moments.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : $q_u = 212.06$ (KN/ml) \longrightarrow Pour une bande de (1m).

E.L.S : $q_{ser} = 161.83$ (KN/ml) \longrightarrow Pour une bande de (1m).

➤ Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U** : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 26.51$ (KN.m).

$$T_u = -q_u \cdot L = -106.03$$
 (KN).

- **E.L.S** : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 20.23$ (KN.m).

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -80.92$$
 (KN).

➤ Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100$ (cm), $h = 40$ (cm), $d = 36$ (cm), $f_{c28} = 30$ (MPa), $f_{bc} = 17$ (MPa).

Tableau VI. 13 : Ferrailage du débord

M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
26,51	0,013	0,017	35,76	1,71	5T14	7,70

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2 < 7.70 \text{ (cm}^2) \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

esp =20 (cm) .

➤ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.93 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3.85 \text{ (cm}^2)$$

On adopte : 3T12=3.39 (cm²)

S_T =20 (cm).

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec :

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

$$T_u = q_u l = 212.06 \text{ (KN)}.$$

$$\tau_u = \frac{212.06 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.59 \text{ (MPa)} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser} = 161.83 \text{ (KN/ml)}.$$

$$M_{ser} = 20.23 \text{ (KN. m)}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}})\right)$$

Tableau VI. 14 : Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
20,23	7,70	1,46	18	78,9	250	OK

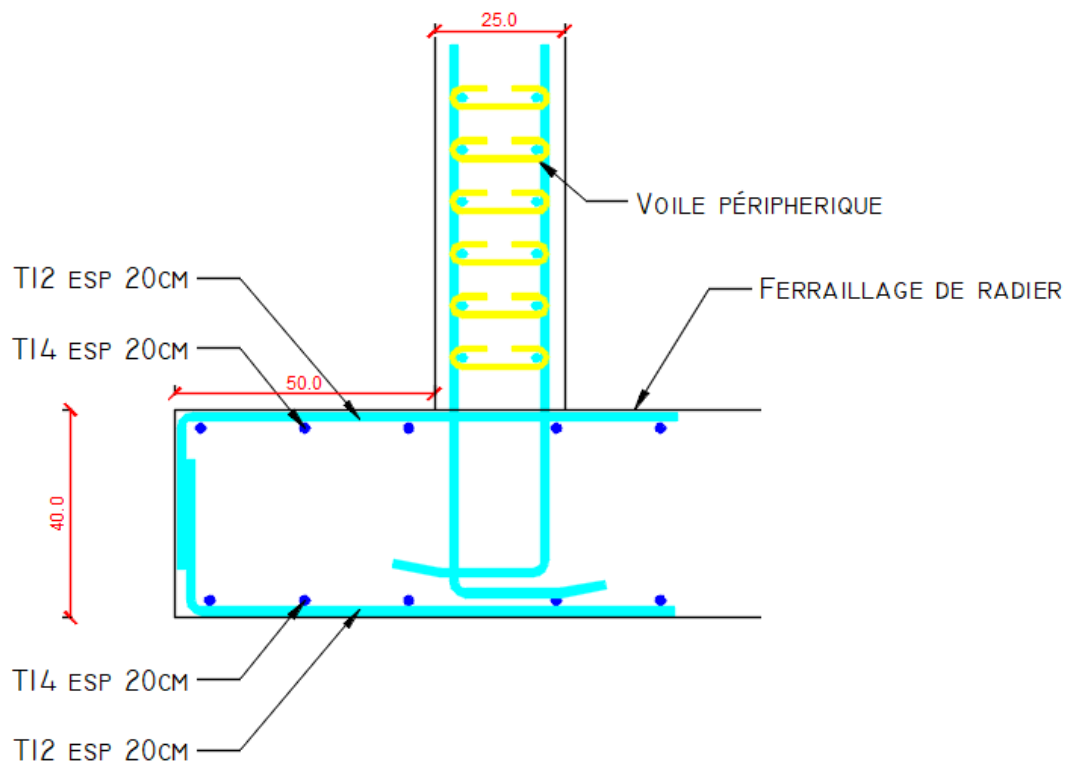


Figure VI. 18 : Ferrailage du Débord.

VI.4. Etude du voile périphérique :

VI.4.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.4.1. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15(\text{cm})$.

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=25(\text{cm})$. (Section du voile).

VI.4.2. Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

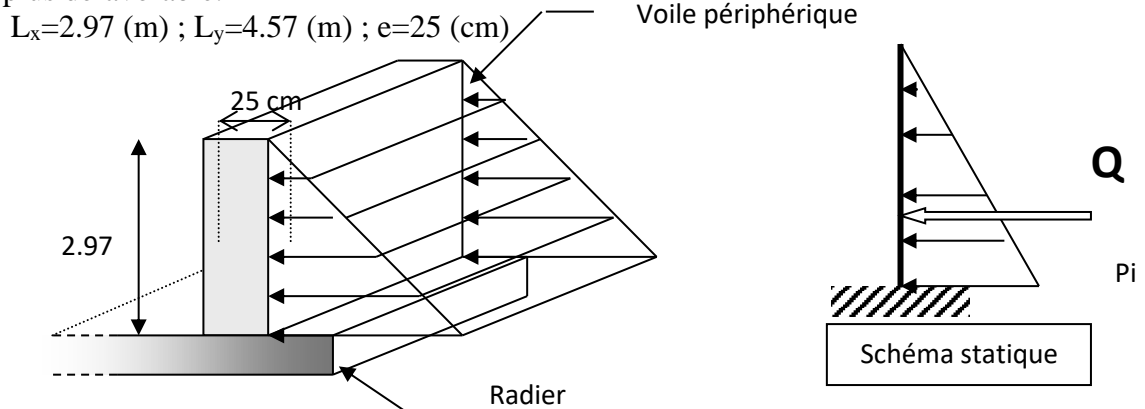


Figure VI. 1 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$k_0 =$ Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\varphi}{2})]$.

$\gamma_h =$ Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21,4 \text{ kN/m}^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai = $40,6^\circ$.

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

Donc $P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 13,45 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 P_i = 18,16 \text{ kN/ml}$

3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0751 ; \mu_y = 0,3613$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 12,03 \text{ (KN.m)}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,35 \text{ (KN.m)}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 9,02 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 3,26 \text{ (KN.m)}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 6,02 \text{ (KN.m)}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$B = 100 \text{ (cm)} ; h = 25 \text{ (cm)} ; d = 22,5 \text{ (cm)} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ (MPa)}$.

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 15 : Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	9,02	0,011	0,014	22,38	0,93	6T12	6,79	15
	y-y	3,26	0,004	0,006	22,45	0,34	6T12	6,79	15
Appui	x-x	6,02	0,007	0,009	22,42	0,62	4T12	4,52	25
	y-y								

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,48 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifier.}$$

b. Condition exigée par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2 < 4,52 (\text{cm}^2) \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

c. Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 23,45 (\text{KN}).$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 17,98 (\text{KN}).$$

$$T_u^{\max(T_x; T_y)} = 23,45 (\text{KN}).$$

$$\tau_u = \frac{23,45 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,104 (\text{MPa}) < 1,5 (\text{MPa}) \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 13,45 (\text{KN/ml})$$

$$\mu_x = 0,0805$$

$$\mu_y = 0,5235$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 9,55 (\text{KN.m}).$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,00 (\text{KN.m}).$$

• Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 7,16 (\text{KN.m}).$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 3,75 (\text{KN.m}).$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 4,78 \text{ (KN)}.$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 16 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	7,16	6,79	1,11	15	51,2	250	verifier
	y-y	3,75	6,79	0,58	15	26,8	250	verifier
Appui	x-x	4,78	4,52	0,74	15	34,2	250	verifier
	y-y							

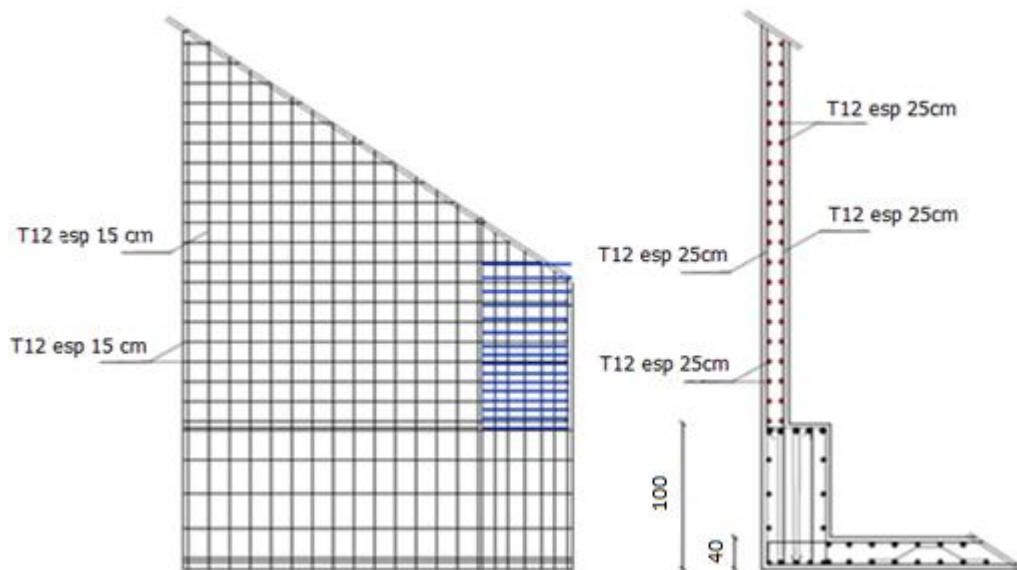


Figure VI. 19 : Ferrailage du Voile Périphérique.

Chapitre VII :
Dégradation des ouvrages
en béton armé

VII.1 Introduction à la pathologie :

Dans toutes les études d'ouvrages en génie civil, les codes et règlements de calcul offrent un coefficient de sécurité important allant dans le sens de la sécurité. Il en résulte théoriquement que l'effondrement d'un ouvrage est un phénomène rare. Tout ouvrage bien conçu, doit alors supporter, sans faiblir, les charges auxquelles il est soumis.

Pourtant, de nombreux ouvrages, ne manquent pas de poser le problème de sinistralité. Les mêmes problèmes réapparaissent régulièrement dans des ouvrages comparables placés dans des conditions semblables. Ceci donne à penser que la sinistralité résulte de l'emploi involontaire mais répété de dispositifs de construction inappropriés, de méthodes de conception ou d'exécution mal adaptés ou des deux à la fois. Cet état de fait est souvent le résultat d'absence de coordination entre les différents actants de la construction.

Aussi, les problèmes ne surgissent souvent qu'au bout de quelques années et à ce moment-là, les responsables risquent d'avoir changé d'activité ou de ne plus pouvoir traiter de la question pour des raisons quelconques.[1]

VII.2. Pathologie des ouvrages :

En construisant, l'homme fait intervenir les lois de la nature à son profit. C'est tout au moins ce qu'il cherche, mais il ne les maîtrise pas toujours, soit qu'il ait sous-estimé l'importance de certaines d'entre elles, soit qu'il les ait totalement oubliées ou ignorées

Les matériaux subissent dans leurs environnements : des actions mécaniques de la pesanteur et du vent, des actions hygrothermiques et chimiques de l'air environnant ainsi que des matières agressives.

Dans les calculs classiques de résistance, on néglige généralement un certain nombre de phénomènes, considérés comme secondaires, ou on en tient compte d'une manière forfaitaire. Parmi ces phénomènes, on peut citer :

VII.2.1 actions mécaniques :

- Des moments de flexion exercés dans les éléments par leur rotation aux appuis.
- Des longueurs de flambement des poteaux portant des planchers superposés.

- Des tassements différentiels entre semelles de fondation grandeur différentes, bien qu'exerçant sur le sol la même pression.

On se limite aussi, autant que possible aux calculs unidirectionnels (poutres), voir bidirectionnels (portiques), passant très rarement au tri directionnel à l'aide d'ordinateurs et de programmes dans lesquels il faut alors introduire un grand nombre de cas de chargement et dont les résultats prennent vite l'aspect inextricable. Et pourtant la nature demeure à trois dimensions, et l'état de chacune d'elles réagit sur les deux autres.

L'eau, sous ses trois aspects : vapeur, liquide et glace, à une très grande influence en pathologie. [1]

VII.2.2 actions hygrothermiques :

Chaque matériau possède un équilibre qui lui est propre vis-à-vis l'état hygrométrique et de la température de l'air environnant. Il tend vers cet équilibre, plus ou moins lentement et modifie son évolution quand l'ambiance évolue.

D'une manière générale, les matériaux augmentent de volume avec l'augmentation de leur teneur en eau et leur température et diminuent de volume dans le cas contraire.

La chaleur agit de deux manières : en dilatant par effet thermique et en diminuant l'humidité relative de l'air ambiant entraînant une réduction de teneur en eau des matériaux et un retrait. Le béton fraîchement coulé est gorgé d'eau et en séchant, il perd son eau et accuse un retrait. L'humidité accompagnée de la chaleur favorise le développement d'organismes végétal, animal ou microbien. [1]

VII.2.3 actions chimiques et biologiques :

Ce phénomène entraîne pour certains matériaux des dégradations. Les calcaires peuvent se désagréger en milieux nitrurés. La cohabitation des matériaux présente des lois de comportement différentes et sont capables de s'altérer les uns les autres en causant certains désordres. [1]

VII.3 Pathologies structurales :

Il existe un très grand nombre de structures en béton âgées de 40 à 90 ans qui sont encore en excellent état. Il existe aussi de très nombreux cas où une mauvaise durabilité a provoqué la ruine complète ou partielle des ouvrages.

VII.3.1 Les principales causes :

À une certaine époque, on ne connaissait pas tous les mécanismes de destruction et les façons d'éviter les détériorations.

- Gel-dégel
- Réactions alcalis-granulats
- Corrosion

On accordait trop d'importance à la résistance à la compression et pas assez aux facteurs environnementaux (on ne devrait pas concevoir un stationnement extérieur en béton de 20MPa).

Une partie des échecs peut aussi être associée à l'évolution de la technologie de fabrication et de la performance des ciments. La performance des ciments progresse constamment et on peut atteindre une résistance donnée en utilisant un rapport E/C toujours de plus en plus élevé. [1]

VII.3.2 Les principales causes de la dégradation structurale :

La **figure VII.1** regroupe les principales causes physiques de détérioration des structures de béton.

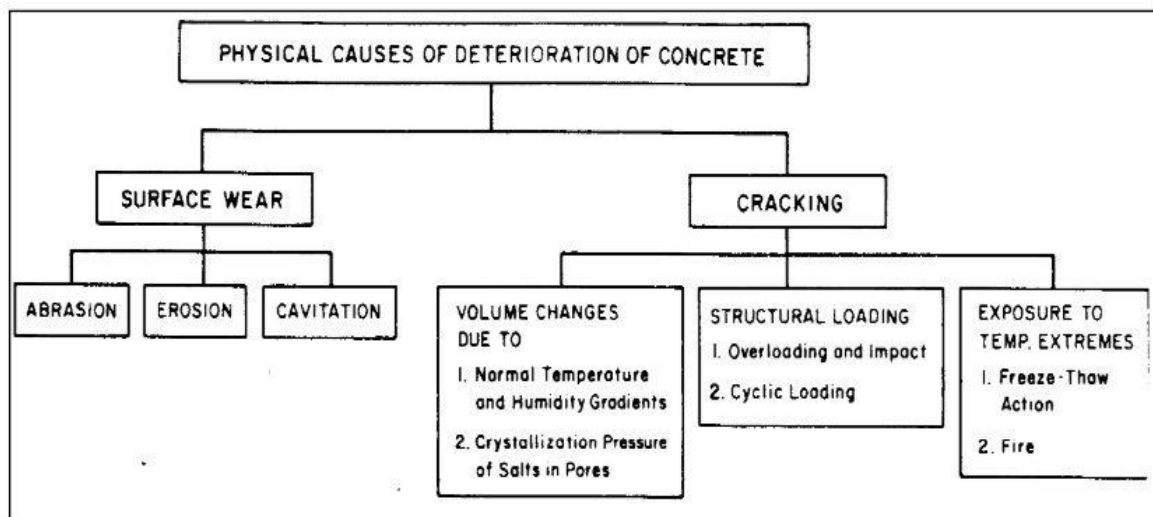


Figure VII. 1 : Causes physiques de la détérioration du béton [1]

VII.3.3 Les facteurs climatiques et environnementaux :

Il est clair qu'une structure de béton évoluera de manière très différente en fonction des conditions climatiques et du type d'exposition face aux agents potentiellement agressifs.

Par exemple, un béton de 20 MPa sans air entraîné ($E/C = 0,6$) pourrait être acceptable pour fabriquer un trottoir ou un parapet de pont à Mexico.

Cependant dans un climat beaucoup plus rude (Montréal par exemple), il serait totalement inacceptable d'utiliser un tel béton dans ce type d'ouvrage.

Dans les climats chauds et secs, les problèmes de durabilité sont beaucoup plus rares. Les exigences touchant à la qualité du béton y sont généralement moins sévères. Pas de gel, peu de précipitations, pas de sels de déglçage, peu d'écart thermique, etc. On retrouve parfois des cas de dégradation par des eaux agressives (eau souterraine, eau de mer)

Les différents mécanismes à la source des dégradations sont très souvent en fonction des conditions climatiques et du type d'exposition du béton (**Tableau VI.1**).

Tableau VI.1 : Principales dégradation en fonction des conditions climatiques [1]

Climat tempéré froid	<ul style="list-style-type: none">• Cycles de gel-dégel et taux d'humidité élevé• Fissuration interne due au gel-dégel• Écaillage dû aux sels fondants• Corrosion des armatures• Réactions alcalis-granulats
Climat tempéré chaud et humide	<ul style="list-style-type: none">• Attaque par les eaux agressives• Réactions alcalis-granulats
Climat sec	<ul style="list-style-type: none">• Carbonatation
Environnement marin	<ul style="list-style-type: none">• Attaque par l'eau de mer (sulfates)• Corrosion des aciers d'armature• abrasion par les glaces• Détérioration par les cycles de gel-dégel

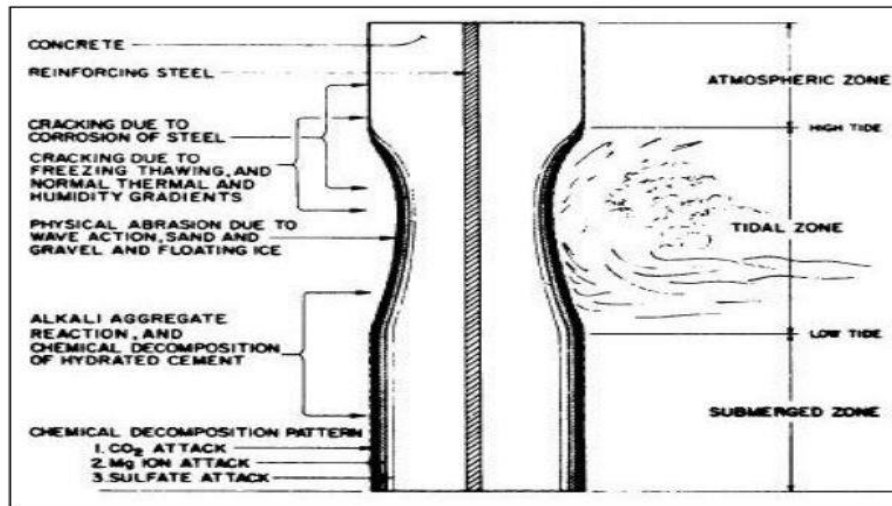


Figure VII. 2 : Exposition du béton dans un environnement marin [1]

En plus des facteurs climatiques et environnementaux, les dégradations qui affectent les ouvrages en béton peuvent avoir plusieurs autres origines. On peut généralement regrouper ces autres facteurs en quatre grandes familles (**Figure VII.3**).

- Les facteurs liés à la conception de l'ouvrage.
- Les facteurs liés à la mise en œuvre de l'ouvrage.
- Les facteurs liés aux caractéristiques des matériaux et du béton.
- Les facteurs liés à l'entretien de la structure.

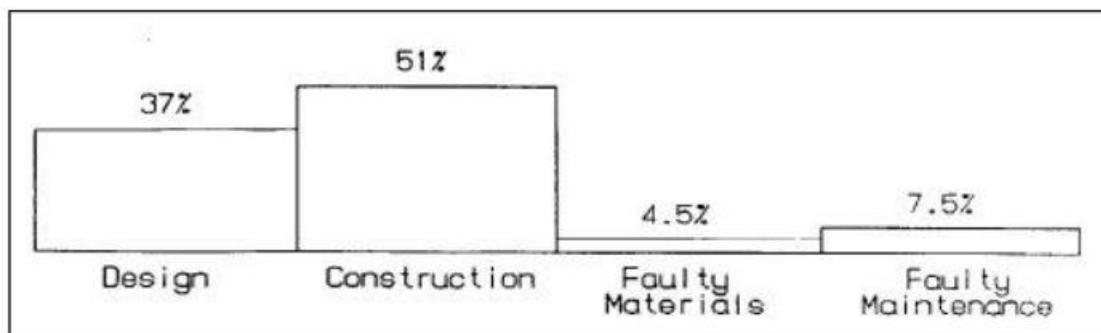


Figure VII. 3 : Principales causes des problèmes de durabilité des structures de béton [1]

Le processus qui mène de la conception à la livraison finale des ouvrages peut être relativement complexe. Le cas d'une structure de béton par exemple (**Figure VII.4**)

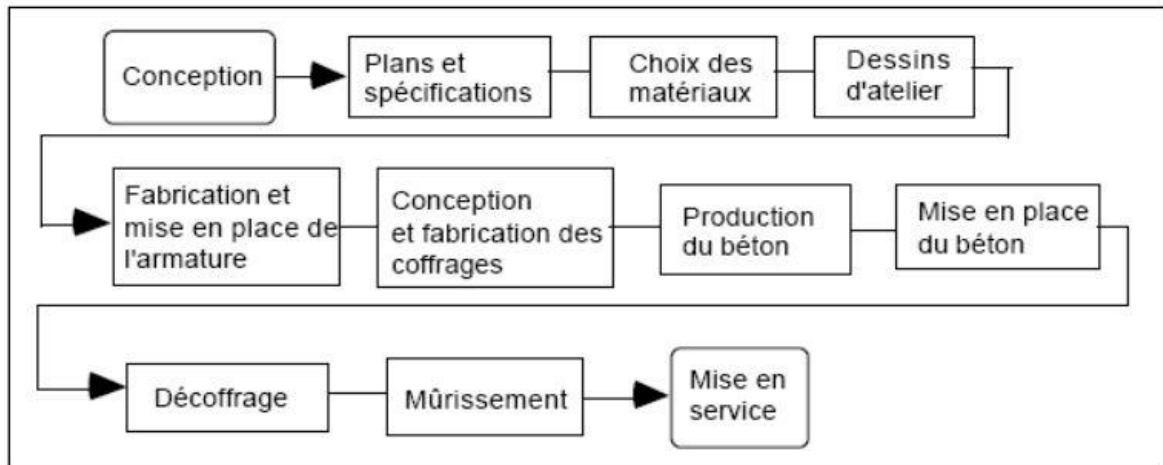


Figure VII. 4: schéma du processus d'élaboration et de mise en service D'un ouvrage en béton armé [1]

VII.3.4 conception des structures

De nombreux critères de conception peuvent exercer une grande influence sur la durabilité d'une structure de béton. Ainsi, une structure mal conçue peut avoir une durabilité déficiente malgré l'utilisation d'un béton de bonne qualité. En choisissant des critères de conception appropriés on peut diminuer considérablement le stress environnemental sur la structure.

Parmi les principaux critères de conception qui contrôlent la durabilité d'une structure de béton on retrouve :

- Tous les aspects reliés au système de drainage et d'évacuation des eaux (pour diminuer les problèmes de gel-dégel et d'écaillage).
- Le calcul des aciers d'armature et le choix de l'épaisseur de recouvrement des armatures (corrosion).
- Le choix des enduits protecteurs ou des imperméabilisants.
- Le choix d'une géométrie particulière de la structure qui permettrait de diminuer le stress environnemental (forme et disposition des colonnes et des poutres).



Figure VII. 5 : Contamination par les sels de déglacage. [1]



Figure VII. 6 : Pénétration des chlorures dans une poutre caisson. [1]

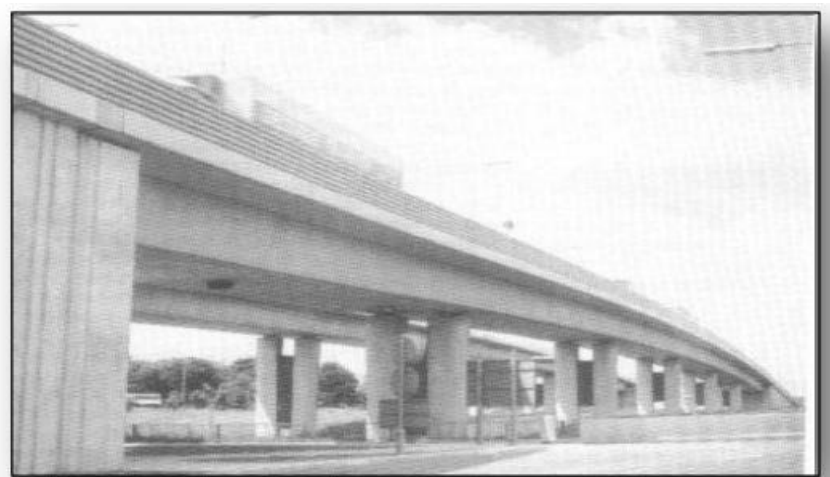


Figure VII. 7 : Un Pont à tablier continu [1]

VII.4 Pathologies d'origine physique

Par dégradations physiques, on entend l'ensemble des causes qui peuvent provoquer l'éclatement du béton comme, par exemple :

- Le retrait.
- Le ressuage.
- L'érosion.
- L'exposition répétée à des cycles gel-dégel.
- L'usure.
- Les phénomènes thermiques, y compris les incendies.

VII.4.1 Retrait :

Le retrait est un phénomène physico-chimique qui existe de façon systématique au sein du béton et qui se développe sous diverses formes depuis la prise du béton jusqu'à son vieillissement. Il correspond à l'action du départ de l'eau excédentaire du béton vers l'extérieur de l'élément de structure. Le symptôme caractéristique de l'action du retrait sur un ouvrage est la fissuration qui peut être soit orientée, soit multidirectionnelle.

Les différents types de fissures de retrait peuvent être classés, suivant leur ordre chronologique d'apparition, en trois types :

Fissures apparaissant une ou deux heures après le bétonnage : Ces fissures sont provoquées par le tassement du béton frais. Elles sont relativement profondes et ouvertes et affectent les surfaces horizontales provoquant un gradient vertical de l'ensemble des caractéristiques physiques et mécaniques.

Fissures apparaissant juste après le décoffrage : Ces fissures affectent aussi bien les surfaces horizontales que les parements verticaux. Elles sont généralement fines et peu profondes, mais elles peuvent être plus ouvertes lorsque le retrait thermique en est la cause.

Fissures apparaissant plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage : ces fissures sont créées par le retrait à long terme. Ce retrait résulte du départ de l'eau en raison de la mise en équilibre hygrométrique de la structure en béton avec son milieu extérieur.[2][3]

VII.4.2 Ressuage :

Le ressuage correspond à l'exsudation superficielle d'une partie de l'eau de gâchage à la face supérieure du béton frais. Il peut aussi se manifester en dessous des barres d'armature horizontales situées au voisinage de la face supérieure.

Ces barres constituent des points fixes qui gênent le tassement, ce qui engendre la création des fissures qui pénètrent jusqu'au lit d'armatures.



Figure VII. 8 : Ressuage du béton. [1]

VII.4.3 Érosion du béton :

Malgré sa résistance mécanique, le béton reste un matériau qui peut être fragilisé par son environnement. Le vent, par son action battante, L'eau de pluie par son écoulement, l'action des cours d'eau et de l'eau de mer conduisent t à l'érosion du béton. Ceci réduit l'enrobage des armatures et facilite la pénétration des agents agressifs.

Érosions est définie la perte de matière résultant du frottement d'un corps solide et d'un fluide contenant des particules solides en suspension et en mouvement (**Figure VII.9**)

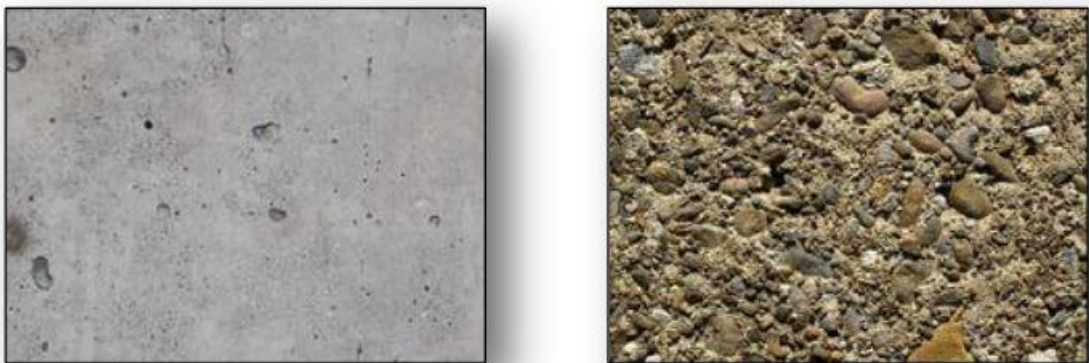


Figure VII. 9 : Erosion du béton [1]

VII.4.4 Usure (Délamination) :

La Délamination du béton apparaît lorsque celui-ci est durci et se produit par une action de l'air et l'eau en trappés sous une surface donnée d'un béton et provoquant la séparation d'une partie du béton variant de quelques centimètres à quelques mètres carrés. Le plan de séparation se situe souvent dans le béton et non plus entre la couche d'usure et le béton. Elle est causée par de l'eau de ressuage ou par des bulles d'air piégées sous une surface de béton ou de mortier. Des zones plus faibles sont ainsi créées et l'action intensive de la circulation et du retrait provoquent alors la Délamination de cette couche superficielle. [3]

Si l'eau et l'air peuvent se dégager avant que la surface du béton ne soit complètement étanchée, la Délamination a peu de chance de se produire. Par contre, si le béton est visqueux, les bulles d'air et l'eau auront des difficultés à s'en échapper. La teneur en air du béton joue également un rôle prépondérant : les bétons contenant plus de 3 % d'air entrainé sont en effet sensibles à la Délamination.



Figure VII. 10 : Délamination d'une dalle Dans[1]

VII.5 Dégradations dues aux facteurs de températures extrêmes :

VII.5.1 Le Feu :

Les très fortes élévations de température lors d'un incendie par exemple, entraînent un éclatement du béton. Le béton est un matériau qui présente un bon comportement lorsqu'il est soumis à des hautes températures.

Et c'est l'une des raisons pour lesquelles il est largement utilisé pour la réalisation des structures porteuses des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Malgré ce bon comportement, face à un incendie, les performances du matériau peuvent être plus ou moins affectées en fonction de la température maximale atteinte, de la durée de l'incendie et de la composition du matériau (nature des granulats notamment). [1]



Figure VII. 11 : Béton après un incendie [1]

VII.5.2 Cycle gel/ dégel :

Tous les bétons ne sont pas sensibles aux cycles de gel-dégel. Seuls les bétons dits "gélifs" s'altèrent. Après un nombre important de cycles gel/dégel, certains bétons peuvent se déliter en surface et se désagréger. C'est le cas des ouvrages de montagne, des chambres froides. L'action du gel est une des causes principales de détérioration des ouvrages en béton et des soutènements dans les régions nordiques d'Europe, d'Amérique, d'Asie mais également dans certaines régions algériennes (infrastructures routières, remontées mécaniques, cornières.)

Les dégradations se manifestent sous forme de fissurations internes ou d'écaillage et concernent essentiellement les structures horizontales (ponts, terrasses...), susceptibles d'être saturées en eau et donc plus sensibles à l'action du gel. [1]

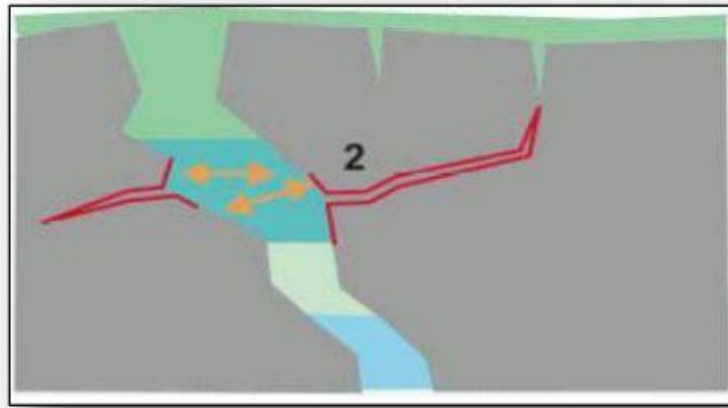


Figure VII. 12 : Action du gel dans les fissures du béton [1]

VII.6 Pathologies d'origine mécanique :

Les bétons peuvent subir des agressions de type mécanique. Celles-ci peuvent à tout moment survenir à la suite de :

- Abrasion.
- Choc.
- Surcharges.
- Déplacement (y compris les tassements).
- Explosion.
- Fatigue.
- Vibrations.

VII.6.1 Abrasion :

Usure accompagnée d'une perte de matière consécutive au frottement d'un élément par un abrasif ou par le passage répétitif des piétons, véhicules et chariots industriels, etc. L'abrasion du béton est essentiellement due à un manque de compacité du béton à la mise en œuvre. La fissuration de surface résulte d'un manque d'étanchéité au niveau des joints de coffrage ou de la reprise de bétonnage (**Figure VII.13**) [1]



Figure VII. 13 : Abrasion du béton [1]

VII.6.2 Chocs :

Le béton éclate sous l'effet de chocs produits par des engins de transport ou de levage. Exemples : piles de pont, sols d'ateliers, éléments bétons préfabriqués.



Figure VII. 14 : Choc sur une glissière de sécurité et une pile de pont [1]

VII.6.3 surcharge :

Il s'agit d'ouvrages ayant supporté des charges trop importantes qui ont entraîné des fissurations et des éclatements du béton (Figure VII.15)



Figure VII. 15 : fissuration et éclatement du béton sous charges trop importantes [1]

VII.6.4 Désordres dus aux mouvements différentiels des fondations et tassement :

Les mouvements de terrain constituent une des causes les plus fréquentes des fissures et des lézardes des murs traditionnels. De tels mouvements peuvent avoir de multiples causes, certaines sont intrinsèques au terrain (humidification des sols cohésifs, versants instables, etc.), d'autres sont en lien direct avec les caractéristiques des fondations existantes dans la construction du bâtiment en question ou avec l'action des constructions proches.

Souvent mais pas toujours, les dommages apparaissent progressivement, de telle sorte qu'il est possible de disposer de l'information nécessaire quant à leur évolution et aux mesures préventives adoptées en conséquence Tassement. [1]

Tassement : Enfoncement d'un ouvrage sous l'effet de la compression et de la déformation du sol qui le supporte

Tassement différentiel : Différence de tassement entre fondations ou entre points de la fondation. Le tassement différent en deux points d'un ouvrage peut entraîner de graves désordres si la dénivellation est importante.



Figure VII. 16 : Tassements d'un fut de fondation [1]

VII.7 Dégradations dues aux agressions chimiques :

Le béton est susceptible d'être attaqué par différents types d'agents agressifs chimiques acides (acide sulfurique, nitrique, phosphorique, acétique, lactique, ...). parmi ces agents on peut principalement citer : [1]

- L'acide sulfurique.
- Les déchets chimiques industriels.
- L'attaque acide bactérienne.
- Les pluies acides.
- Les substances agricoles.
- Les engrais chimiques et les eaux usées industrielles.
- L'activité biologique (algues, bactéries).
- La réaction alcali-granulats ou cancer du béton.
- La corrosion des armatures du béton.

Les bétons peuvent aussi manifester d'autres pathologies chimiques telles que la carbonatation, la réaction sulfatique, la formation de gel ou de cristallisation d'étringite secondaire, etc.

La durabilité des armatures est nettement conditionnée par les conditions chimiques dans lesquelles elles se trouvent. Les armatures se corrodent lorsque le béton est acidifié. L'acidification sera surtout conditionnée par les conditions initiales de mise en œuvre :

-la nature du ciment et du rapport Eau/Ciment (E/C).

-les conditions de cure: protection d'un béton pendant la phase de prise et de durcissement, qui limite, entre autres, l'évaporation de l'eau à la surface du béton, provoquée par le vent et le soleil. [1]

- L'exposition météorique.
- La porosité.

VII.7.1 la corrosion :

La corrosion des armatures est une des causes majeures de dégradations des structures et ouvrages en béton armé. La durée de vie de ces structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimiques de l'environnement, ainsi que par la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre ces attaques. Pour optimiser le dimensionnement et réaliser des ouvrages plus résistants et plus durables, les concepteurs ont besoin de connaître le processus de corrosion et ses interactions environnementales et structurelles. La corrosion va se développer principalement selon deux processus : la

carbonatation du béton lente et uniforme le long de l'armature et l'attaque par les chlorures qui, lorsqu'ils se trouvent en quantité suffisante aux abords de l'armature, génèrent des piqûres de corrosion, ce processus étant rapide en terme cinétique et fortement localisée. Quand la corrosion devient active, le comportement mécanique de la structure change, ceci est essentiellement du à la diminution de la section d'armature corrodée. Le volume de l'acier corrodé est nettement plus important que celui de l'acier sain, cette augmentation volumétrique génère des pressions sur le béton et ainsi le fissure. [4]

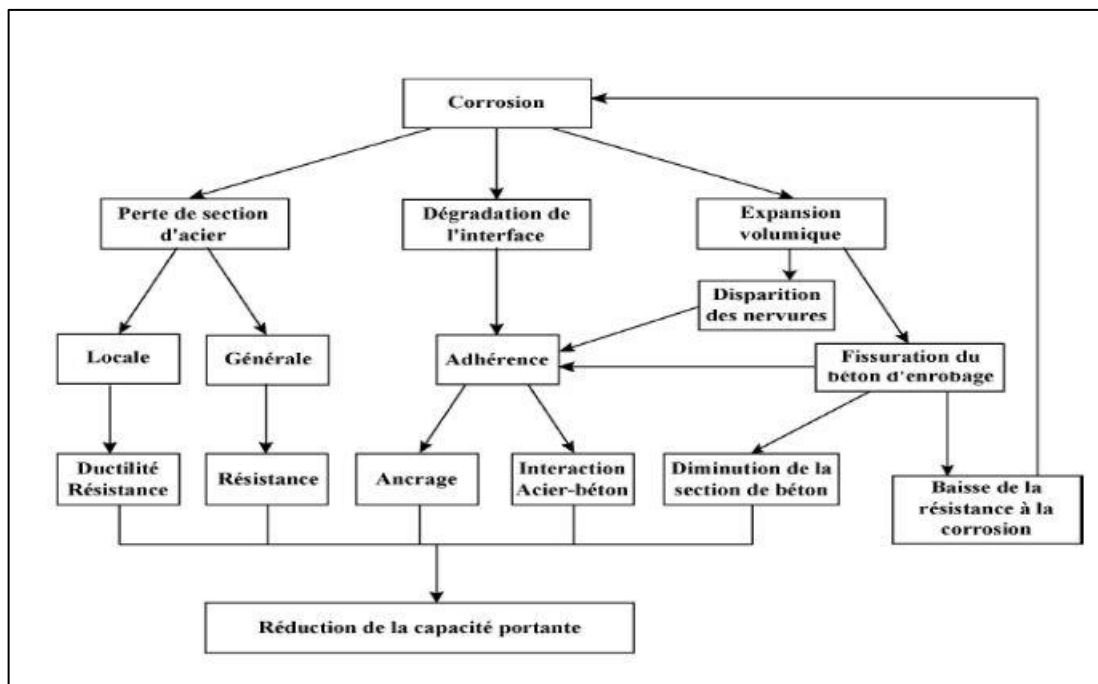


Figure VII. 17 : Effets de la corrosion sur le comportement mécanique de structures corrodées.[1]

VII.7.2 Les types de corrosion :

La corrosion uniforme : c'est une perte de matière plus ou moins régulière sur toute la surface. Cette attaque est observée sur les métaux exposés aux milieux acides.

La corrosion galvanique ou corrosion bimétallique : Elle est due à la formation d'une pile électrochimique entre deux métaux qui diffèrent par leur potentiel de corrosion. Le métal ayant le potentiel de corrosion le plus négatif, subit une corrosion accélérée provoquée par l'autre métal.

La corrosion caverneuse : elle est due à une différence d'accessibilité de l'oxygène entre deux parties d'une structure, créant ainsi une pile électrochimique. Cette attaque sélective du métal est observée dans les fissures et autres endroits peu accessibles à l'oxygène.

La corrosion par piqûres : elle est produite par certains anions, notamment les halogénures, et plus particulièrement les chlorures, sur les métaux protégés par un film d'oxyde mince. Elle induit typiquement des cavités de quelques dizaines de micromètres de diamètre. [4]

La corrosion sous contrainte : C'est une fissuration du métal qui résulte de l'action commune d'une contrainte mécanique et d'une réaction électrochimique. Dans la plupart des cas (corrosion galvanique, caverneuse, par piqûres, etc.), c'est la formation d'une pile de corrosion qui est à l'origine de la corrosion. Une pile de corrosion est une pile électrochimique qui se forme lorsque deux parties d'une structure possèdent un potentiel électrique différent. La différence de potentiel résulte souvent des hétérogénéités du matériau ou du milieu environnant. La surface de l'acier est alors constituée d'une multitude de micro-piles, elles-mêmes constituées de zones dites anodiques où les électrons sont libérés et de zones cathodiques où les électrons sont consommés. [4]

VII.7.3 Ouvrages et éléments concernés par la corrosion des armatures :

Bâtiments : acrotères et balcons, dans toutes les atmosphères, éléments verticaux et terrasses, en milieux industriel et maritime. Ce sont bien sûr les éléments les plus sensibles des bâtiments, du fait soit de leur minceur, soit de la difficulté à maintenir des enrobages suffisants.



Figure VII. 18 : Eclats en formation [1]

Bâtiments industriels : poteaux et dalles. Ces éléments sont en effet soumis assez souvent à des expositions d'agents chimiques. Les poutres sont également des éléments particulièrement sensibles des constructions industrielles, car supportant parfois les dalles de plancher. Certaines d'entre elles sont parfois dans des états assez surprenants.



Figure VII. 19 : Poutre support de réservoir

Ponts et ouvrages d'art : dans cette catégorie d'ouvrages, il apparaît que les zones les plus sensibles soient les tabliers, les appuis en superstructures, et les équipements de tablier où l'influence des sels de déverglaçage est importante.



Figure VII. 20 : Pile de pont.

VII.7.4 La corrosion des aciers dans le béton :

Le béton, du fait de sa forte alcalinité, apporte aux armatures une excellente protection face à la corrosion. Dans ces conditions de pH (de l'ordre de 13), l'acier est protégé grâce à la formation d'un film extrêmement mince et adhérent appelé film passif pouvant être constitué de divers oxydes. En présence d'eau et d'oxygène, ce film est détruit par différents agents tels que les chlorures, les sulfates et le gaz carbonique. Le métal est alors dépassivé et la corrosion devient possible avec formation de nouveaux oxydes, dont le volume au moins deux fois supérieur (jusqu'à six fois supérieur pour certains oxydes) à celui du fer initial entraînera des fissurations du béton qui accéléreront le processus de corrosion en facilitant la diffusion de l'oxygène et des espèces corrosives

La corrosion des armatures est issue d'un processus électrochimique qui ne peut se produire que si certaines conditions sont réunies. En effet pour qu'un acier se corrode, il doit y avoir simultanément :

- Un électrolyte ayant une conductivité ionique non négligeable.
- Une quantité suffisante d'oxygène accédant à la zone cathodique.
- La présence d'un agent agressif

Dans tous les cas, la corrosion ne peut se développer qu'en présence d'oxygène, ce qui explique, entre autres, que les cinétiques de corrosion dans les structures immergées en béton sont très faibles.[4]

VII.7.4.1 La corrosion des aciers dans le béton :

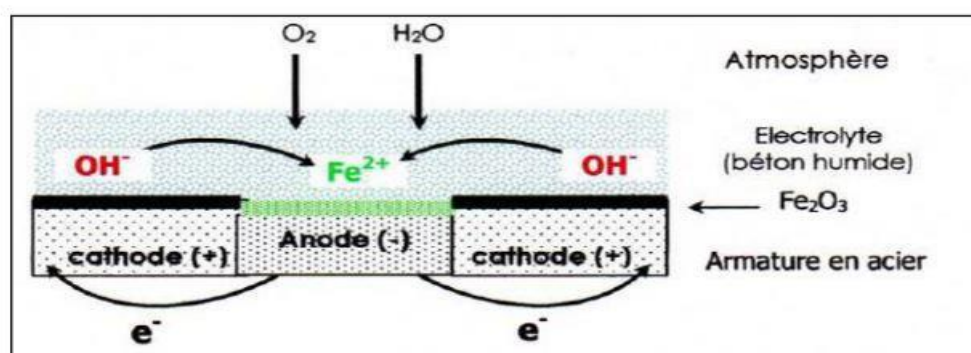


Figure VII. 21 : Représentation schématique de processus de base de la corrosion des aciers dans le béton. [4]

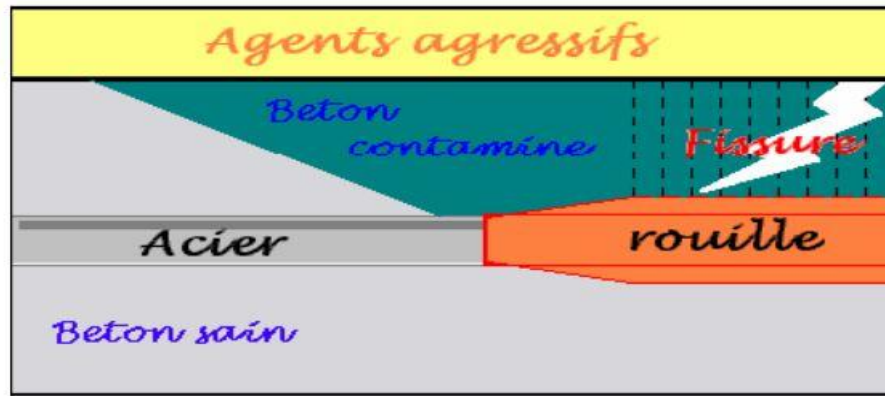


Figure VII. 22 : Les étapes de la corrosion des aciers dans les bétons, Induite par des agents agressifs. [4]

La corrosion devient préjudiciable lorsque la vitesse de corrosion de l'acier est très élevée et que les produits de corrosion, ne pouvant être évacués de la zone de corrosion, s'accumulent à la surface de l'acier, des fissures apparaissent. Ces fissures vont accélérer la pénétration des espèces agressives et de ce fait les processus de corrosion.

Un processus corrosion → fissures → pénétration d'espèces agressives → plus de corrosion → plus de fissures → plus d'espèces agressives ... s'instaurent. [4]

VII.7.4.2 Les étapes de la corrosion des armatures :

La corrosion avec formation de rouille des armatures dans les bétons comporte deux phases. Dans une première phase (ou stade), les éléments agressifs, tels que le dioxyde de carbone (CO₂) ou les chlorures (Cl⁻), présents dans le milieu environnant, pénètrent dans le béton. C'est le stade d'incubation. La seconde phase est celle dite de propagation qui commence lorsque ces corps agressifs se trouvent à des concentrations assez fortes au niveau des armatures. Elle correspond à la croissance de la rouille, qui peut ensuite faire éclater le béton d'enrobage. Ainsi, pour décrire la corrosion des aciers dans les bétons, il convient de préciser, d'une part, la pénétration des agents agressifs à travers le béton et, d'autre part, les conditions de dépassement de ces armatures, puis la vitesse de dissolution du métal et la croissance de la rouille. La dégradation se fait donc en deux grandes parties L'incubation et la propagation.

Pendant, l'incubation, le béton résiste aux attaques extérieures. Ensuite vient la propagation où se passent la dépassement des armatures, l'apparition de fissures et l'éclatement du béton en parement pour finir par la ruine de l'ouvrage. [4]

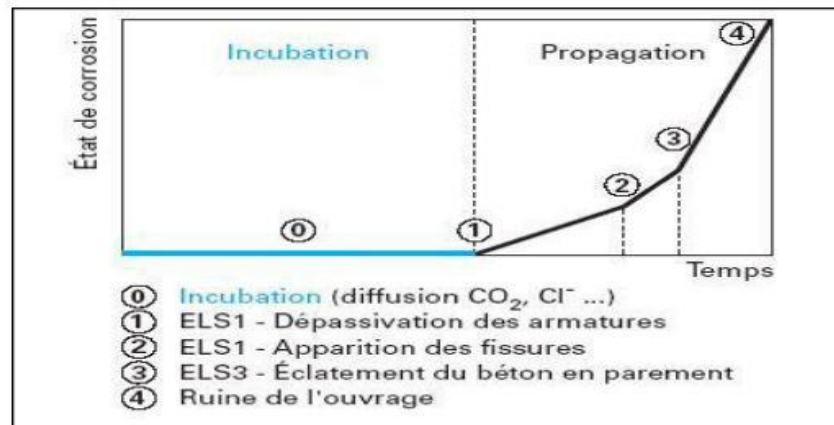


Figure VII. 23 : diagramme de la détérioration du béton. [4]

Il est à noter que les aciers à haute résistance utilisés pour la précontrainte du béton, peuvent subir une fissuration spécifique, par corrosion sous contrainte. Ce cas n'est pas traité ici.

VII.7.4.3 La carbonatation :

La carbonatation du béton, vulgairement appelé « la maladie du béton », entraîne des problèmes de résistance en traction sur les structures en béton armé car les barres d'acier, censées garantir cette résistance, n'adhèrent plus au béton lorsqu'elles sont corrodées.

La stabilité du film passif est étroitement liée à la valeur du pH au voisinage de l'acier. Or, lorsque le pH devient inférieur à 12 environ, le film disparaît. Par conséquent, tous les mécanismes en mesure de provoquer une diminution du pH dans le béton, peuvent donc contribuer à amorcer ou accélérer la corrosion des aciers d'armature. Dans la majorité des cas, c'est le phénomène de carbonatation qui est principalement responsable de l'abaissement du pH dans le béton. [4]

La carbonatation est engendrée par réaction entre le dioxyde de carbone atmosphérique (CO_2), présent dans l'air à un taux moyen de 0,03 % en volume (taux est plus important en milieu urbain qu'en milieu rural) et certains constituants du béton tel que le ciment.

La carbonatation est un phénomène progressif qui, avec le temps, atteint des couches de plus en plus importantes.]. La vitesse de carbonatation est fonction de nombreux paramètres dont les plus importants sont la perméabilité et le taux d'humidité relative du milieu ambiant. La vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité comprise

entre 40% et 80%, 60% étant considéré comme la valeur la plus critique. Dans les environnements secs, la quantité d'eau est insuffisante pour dissoudre le CO₂, alors que dans les environnements très humides, le béton étant saturé, la diffusion de CO₂ est considérablement ralentie. De très fortes teneurs, dans un béton, en cendres volantes (>30%) et en laitiers (>50%) peuvent accélérer significativement sa vitesse de carbonatation. La carbonatation commence donc à la surface du béton et concerne une certaine épaisseur (dite profondeur de carbonatation) de ce matériau. [4]



Figure VII. 24 : Exemple d'échantillon carbonaté [4]

Lorsque la zone de carbonatation atteint les armatures en acier, la corrosion du métal peut commencer en produisant notamment des espèces plus volumineuses que les matériaux initialement présents. Ceci explique l'éclatement du béton autour des armatures corrodées.



Figure VII. 25 : Éclatement du béton dû à la carbonatation. [1]

VII.7.4.4 La mesure de la carbonatation :

La technique la plus simple à mettre en œuvre pour mesurer la profondeur de carbonatation des bétons correspond au test à la phénolphtaléine réalisée sur des fractures fraîches de béton. La phénolphthaléine est un indicateur de pH coloré dont le virage se situe aux alentours de 9. Cela permet de différencier la zone carbonatée ($\text{pH} < 9$) qui reste incolore, de la zone non carbonatée ($\text{pH} > 9$ et allant jusqu'à 13) colorée en violet. Cet essai doit être effectué à l'échelle d'un ouvrage, sur un nombre de points de mesure représentatifs en tenant compte des conditions locales d'exposition et de l'hétérogénéité possible du matériau. Ce test permet une mesure fiable et rapide de la profondeur de carbonatation dans le cadre de diagnostic d'ouvrages. [4]

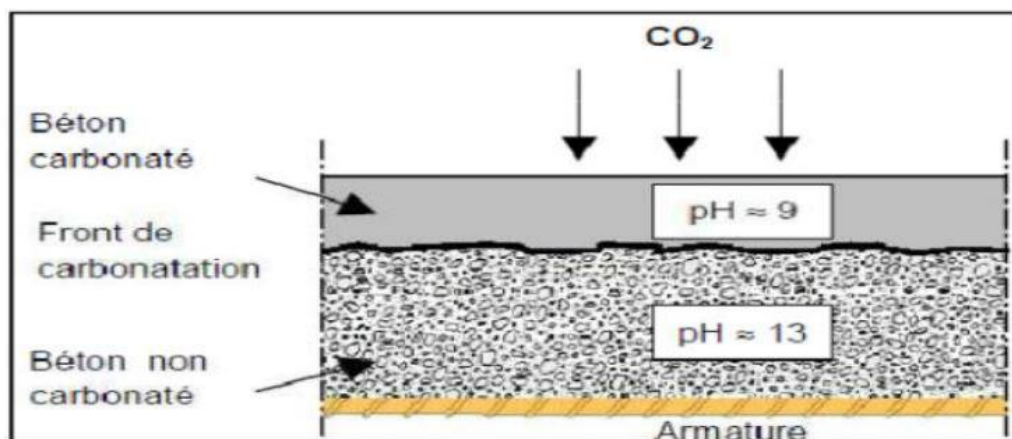


Figure VII. 26 : La progression de la carbonatation [4]

VII.8 CONCLUSION :

La corrosion est la principale cause de dégradation des ouvrages en béton armé et pour cela, elle doit être prise très au sérieux. De nombreux ouvrages nécessitent très souvent de nouvelles interventions contre cette pathologie alors qu'ils venaient d'en être traités. Cette situation peut être imputée soit au non maîtrise du phénomène de corrosion par les techniciens et les ingénieurs, soit à une mauvaise démarche adoptée lors des réparations ou au choix d'une méthode de réhabilitation inadéquate inefficace.

Les différents facteurs influents sur la corrosion des armatures sont l'humidité, l'enrobage, influence de la teneur en chlorure, influence d'autres agents agressifs (tels que les sels, etc.), effet de l'oxygène. Les différents mécanismes mis en jeu dans le processus de corrosion influent sur le comportement mécanique des structures. En effet, lorsque la corrosion est amorcée son action est directe sur le comportement des éléments de structures ou sur la structure totale.

Ainsi pour traduire la dégradation des structures corrodées, ces paramètres doivent être pris en considération. Pour l'acier la difficulté réside dans le comportement de l'interface. Pour ce qui est de l'enrobage, plus il est épais plus le processus de corrosion est lent.

Par ailleurs, la carbonatation du béton et la concentration critique en chlorure sont les principaux facteurs de déclenchement de la corrosion et par conséquent sont des causes de dégradation des ouvrages en béton armé dans la mesure où elles conduisent à la dépassivation des armatures et à leur oxydation. Dans ce cadre, la caractérisation des effets néfastes de la carbonatation sur les propriétés de transfert du béton, constitue une étape clé pour l'étude de sa durabilité.

Il est donc impératif de quantifier l'influence de la carbonatation sur la perméabilité et la porosité sur des bétons de différentes résistances et caractéristiques microstructurale.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les Logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement RPA99 v.2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).

Conclusion générale

- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC et EXPERT qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des contraintes (des mailles). L'utilisation logiciel ETABS nous a permis de calcul des contraintes après en utilise logiciel EXCEL.
- Vu la disposition des voiles est un facteur plus important que la quantité des voiles placer dans la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue la surface de la structure qu'est très important.

La dégradation de la matière et des œuvres réalisés par l'homme lui impose le devoir de chercher à conserver ce qu'il a créé. C'est pour quoi, on doit connaître les conditions dans lesquelles se produisent les phénomènes de corrosion pour utiliser les moyens d'y faire face.

De nombreux ouvrages nécessitent très souvent de nouvelles interventions contre cette pathologie alors qu'ils venaient d'en être traités. Cette situation peut être imputée soit au non maîtrise du phénomène de corrosion par les techniciens et les ingénieurs, soit à une mauvaise démarche adoptée lors de la protection ou au choix d'une méthode de réhabilitation inadéquate inefficace.

L'objectif visé ici était d'exposer le phénomène de corrosion, ses mécanismes et les conséquences sur la performance et durabilité des ouvrages en béton armé.

Pour y parvenir, il est jugé indispensable :

- De présenter le matériau béton armé et les différentes pathologies dont il peut être atteint car on ne peut pas prétendre soigner un mal dans un corps si on ne connaît pas bien le corps en question.
- Etudier l'impact du milieu environnant sur le comportement des ouvrages et leurs dégradations.

Conclusion générale

- Exposer le mécanisme de la corrosion et les dommages qu'elle peut causer aux structures. ? Donner les étapes à suivre pour pouvoir établir un diagnostic fiable sur un ouvrage en béton armé.
- Adopter des méthodes fiables pour la réhabilitation des ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures, leur mise en œuvre et leur limite.

Jusqu'au jour l'idée de suivi des projets, dans la majorité des entreprises algériennes, reste limitée à l'esthétique, l'hygiène et l'architecture, et atteint à peine l'entretien du béton armé.

Même si certains codes mentionnent quelques méthodes de réparation du béton armé, il sera intéressant pas seulement de s'approfondir dans les normes de ces méthodes, mais aussi de détailler le savoir-faire dans le domaine du management de tels projets et du suivi d'un ouvrage sous une norme algérienne spécifique.

Références bibliographiques

Références bibliographique

- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA.93).
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2).
- Cahier de cours Béton armé de cursus.
- Logiciel d'analyse des structures **ETABS 2018**.
- SOCOTEC
- EXPERT

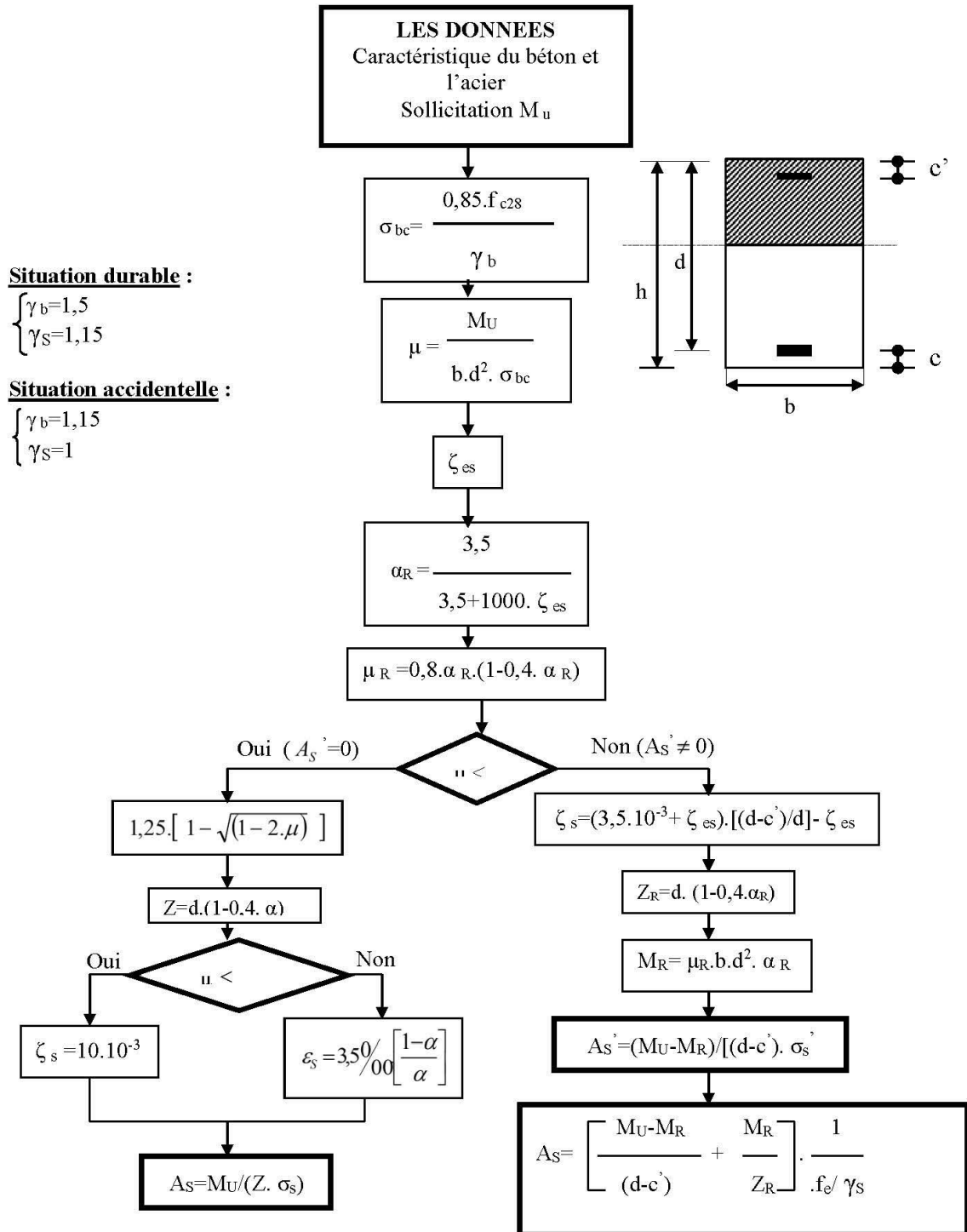
- [1].C. A. Ghobrini Tadjeddine, "l'impact de la corrosion des armatures sur les dégradations du béton armé,Mémoire du Master" Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, 2019.
- [2].T. Tahenni, "Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance," Alger, 2006.
- [3].J. Baron, "Les fissurations spontanées et accidentelles du béton non armé, béton hydraulique," Paris, Press. l'ENPC, pp. 503–512, 1982.
- [4].J.-P. BOUILLETTE and B. JP, "Protection des constructions en acier contre la corrosion," 1983.

Annexes

Annexes

ORGANIGRAMME -I-

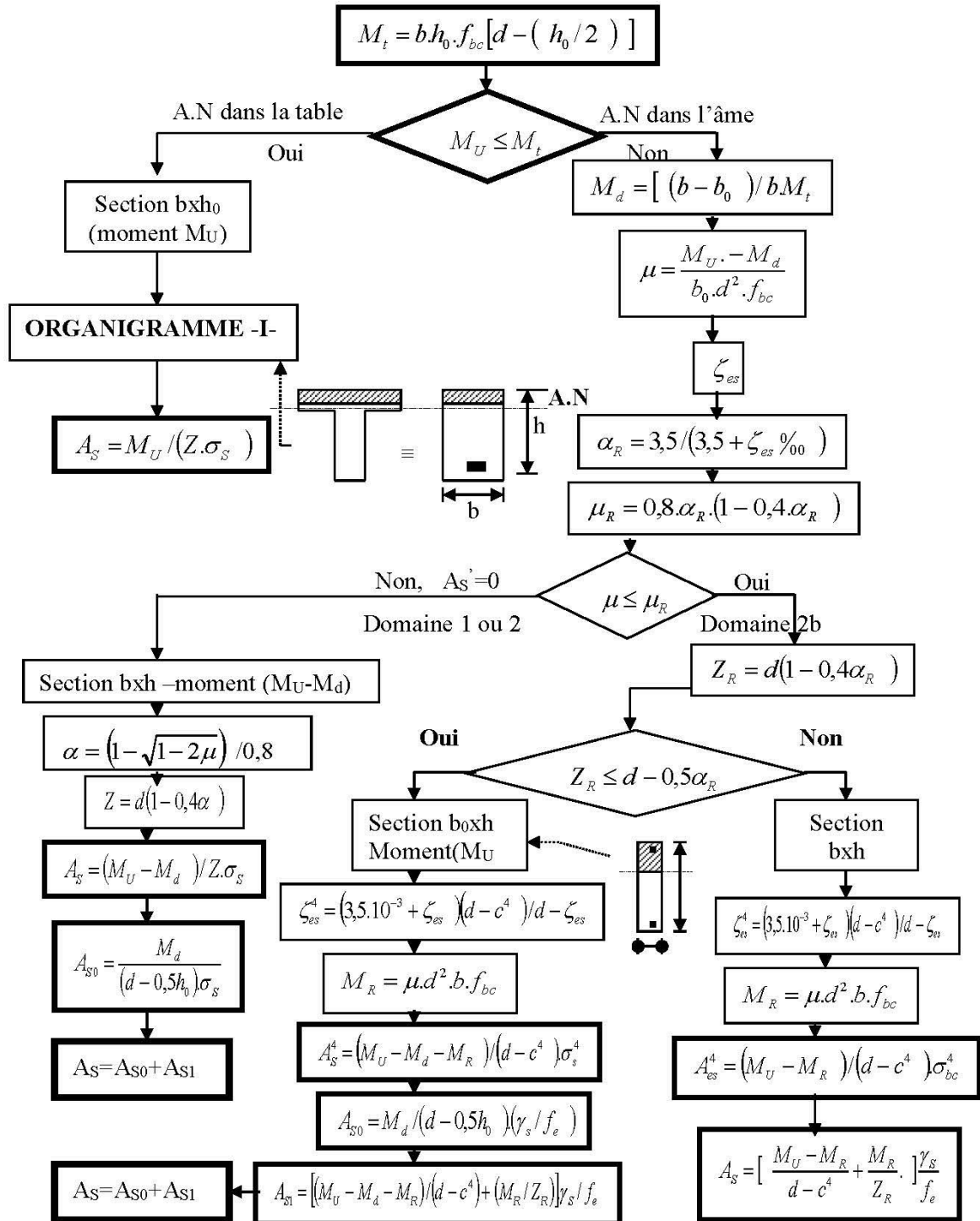
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Annexes

ORGANIGRAMME -II-

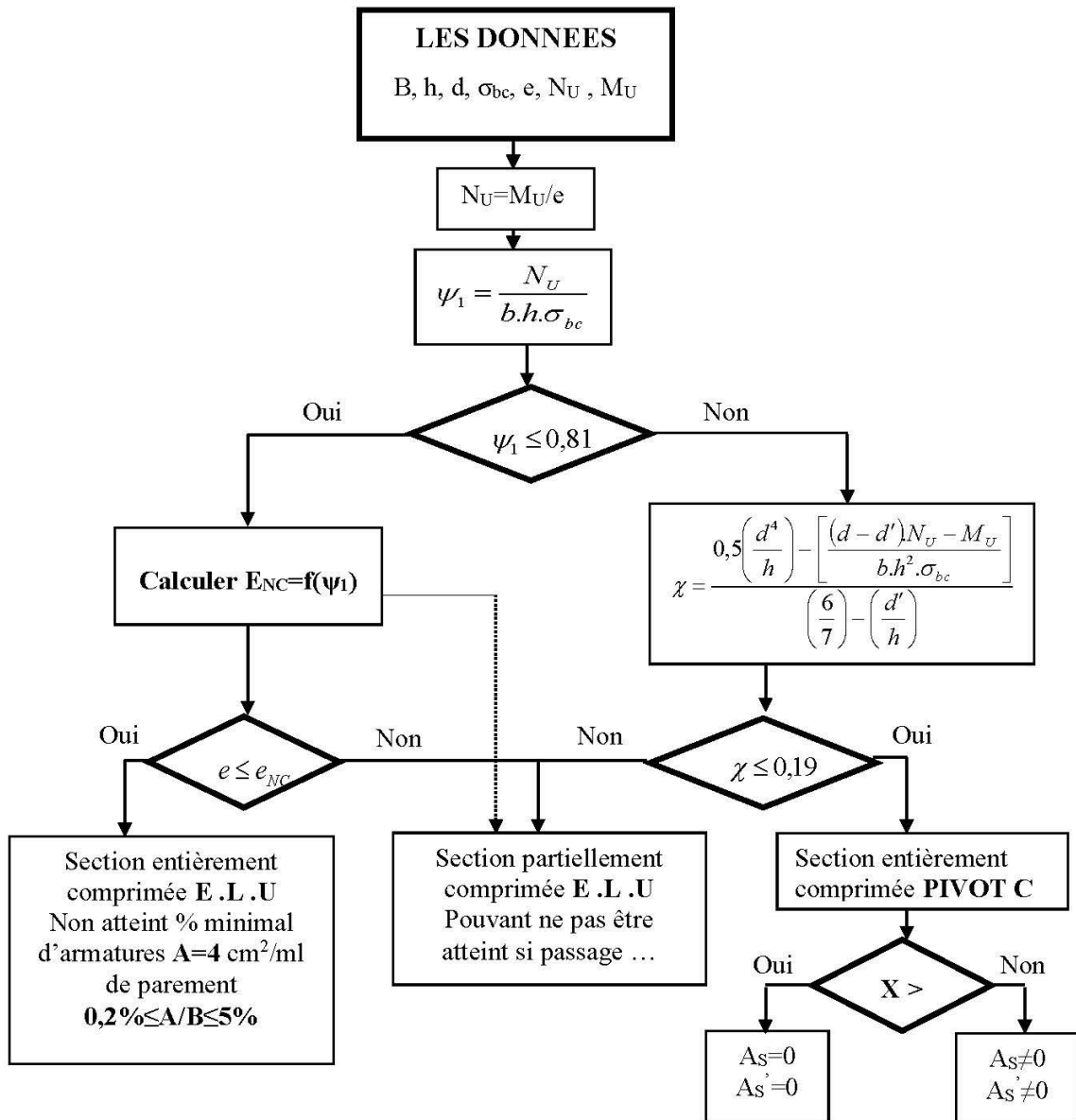
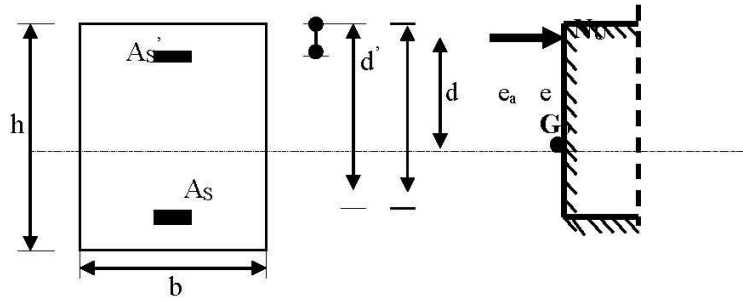
CALCUL D'UNE SECTION EN -T&- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Annexes

ORGANIGRAMME -III-

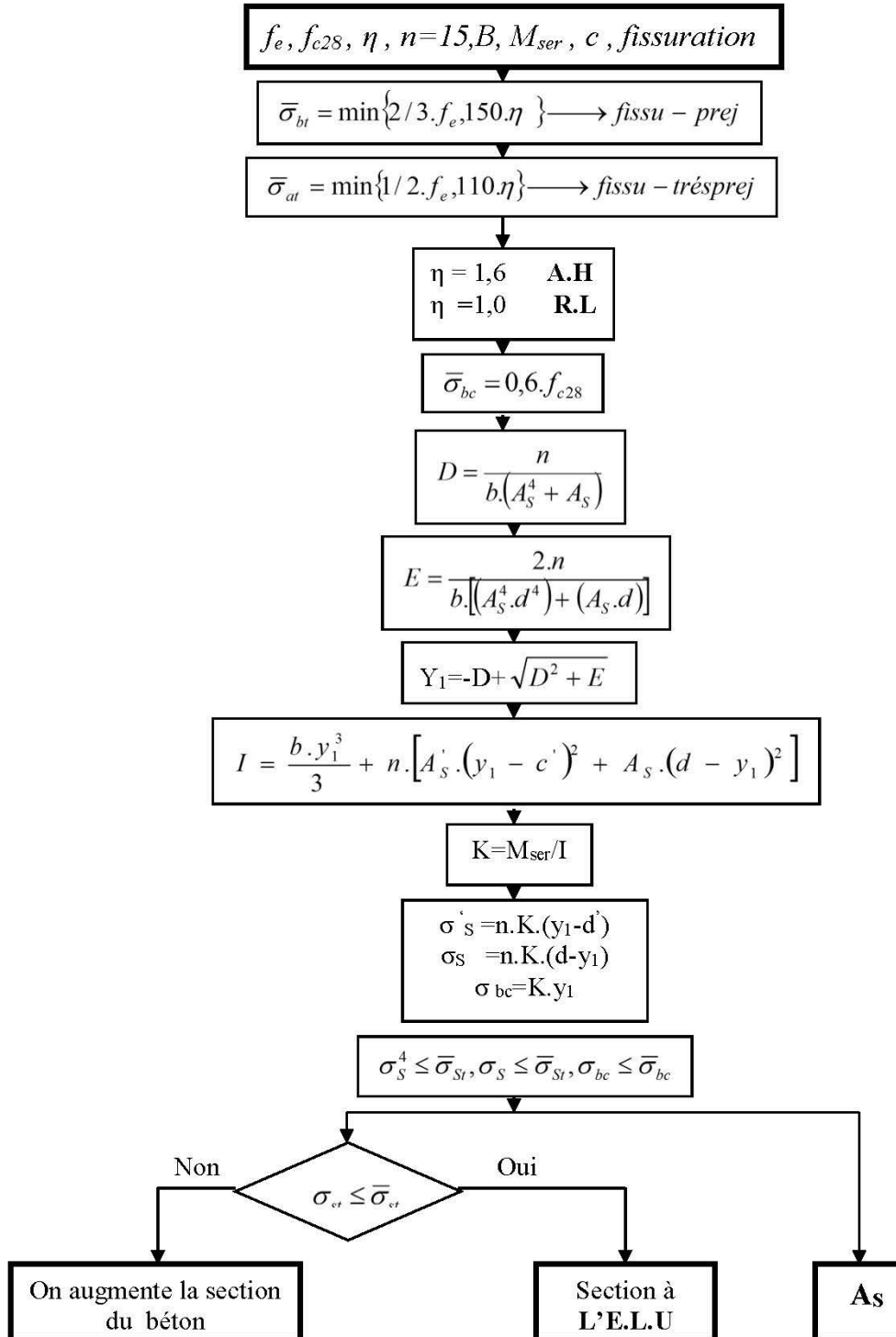
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



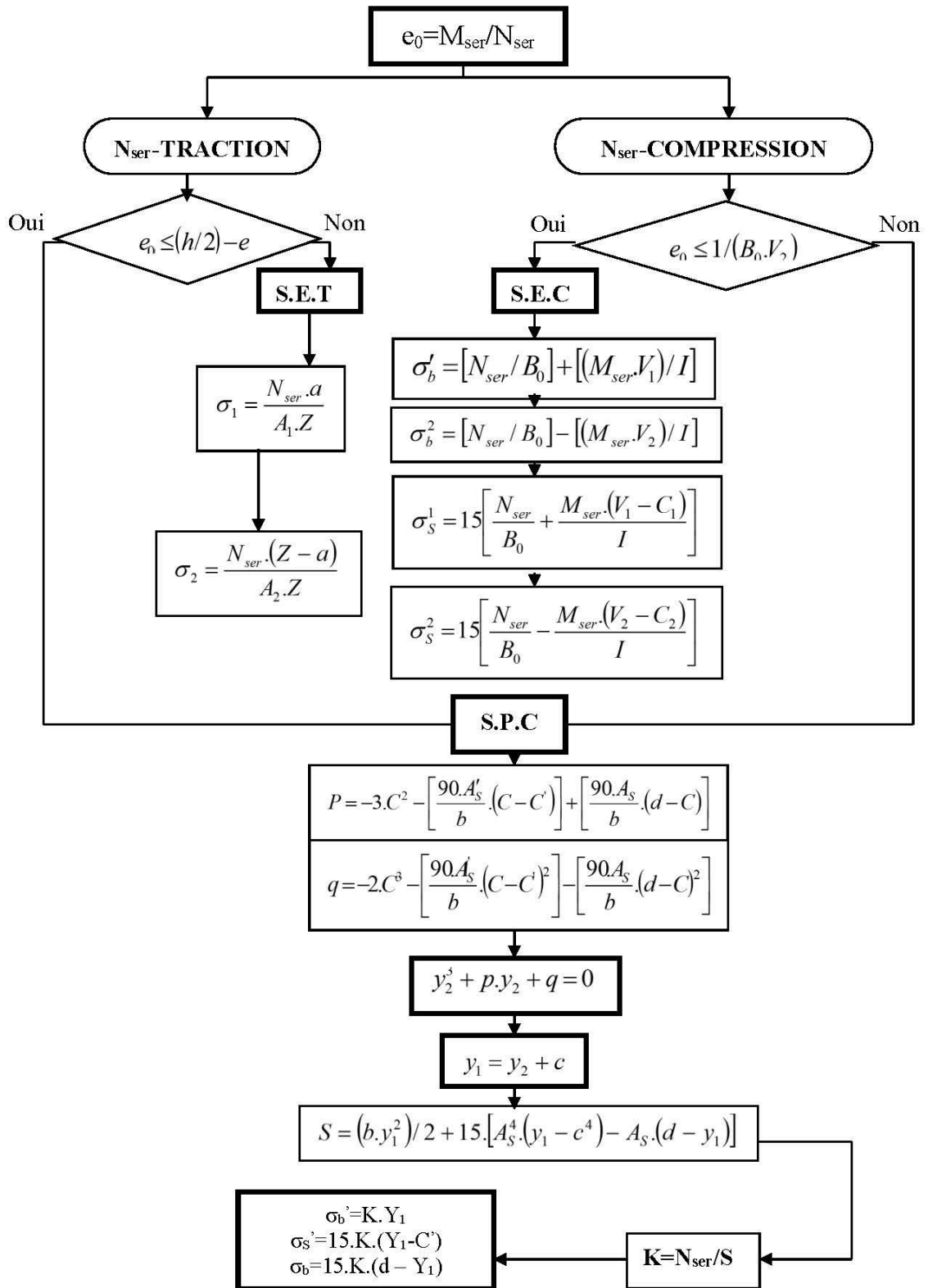
Annexes

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

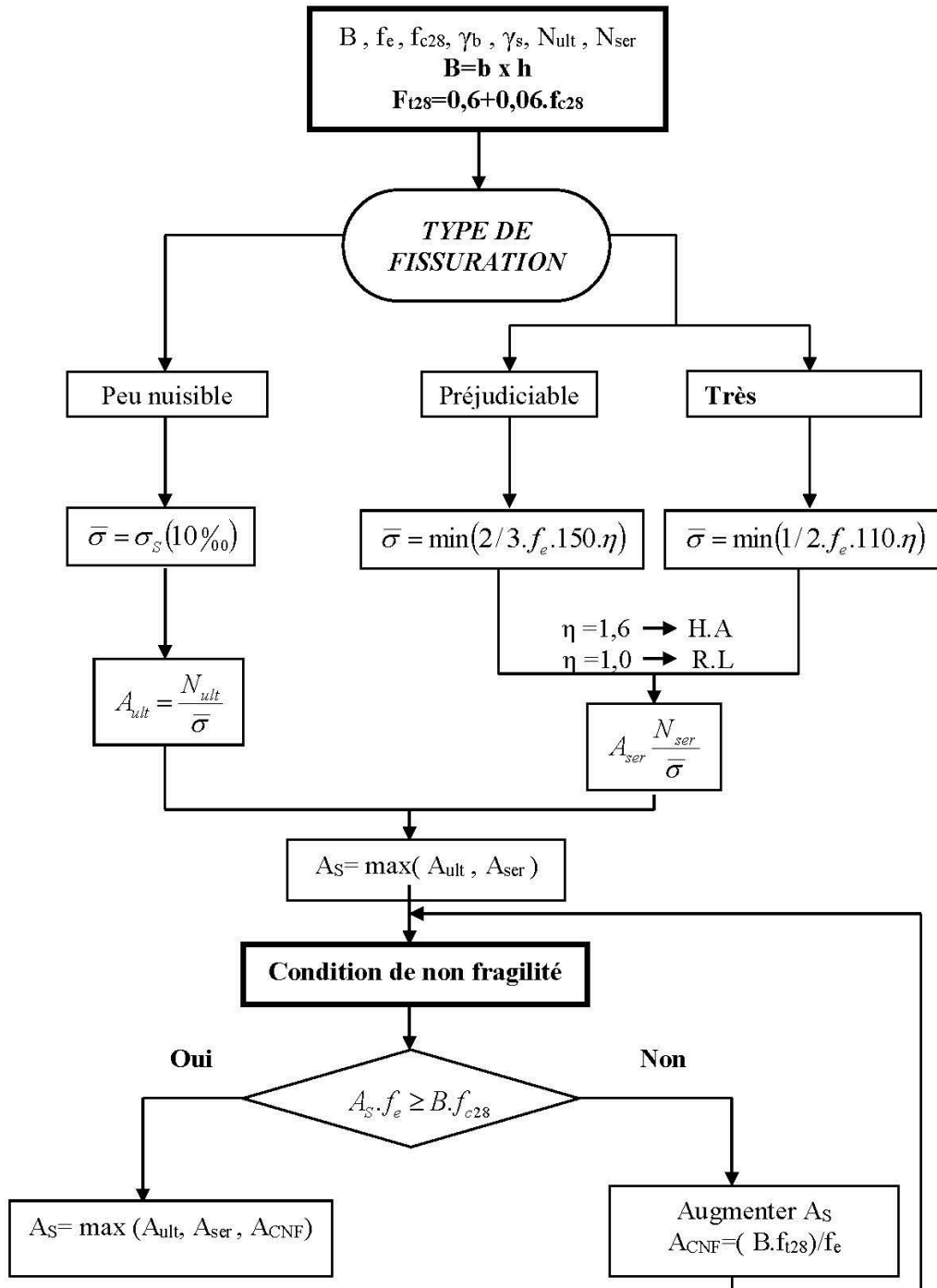


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

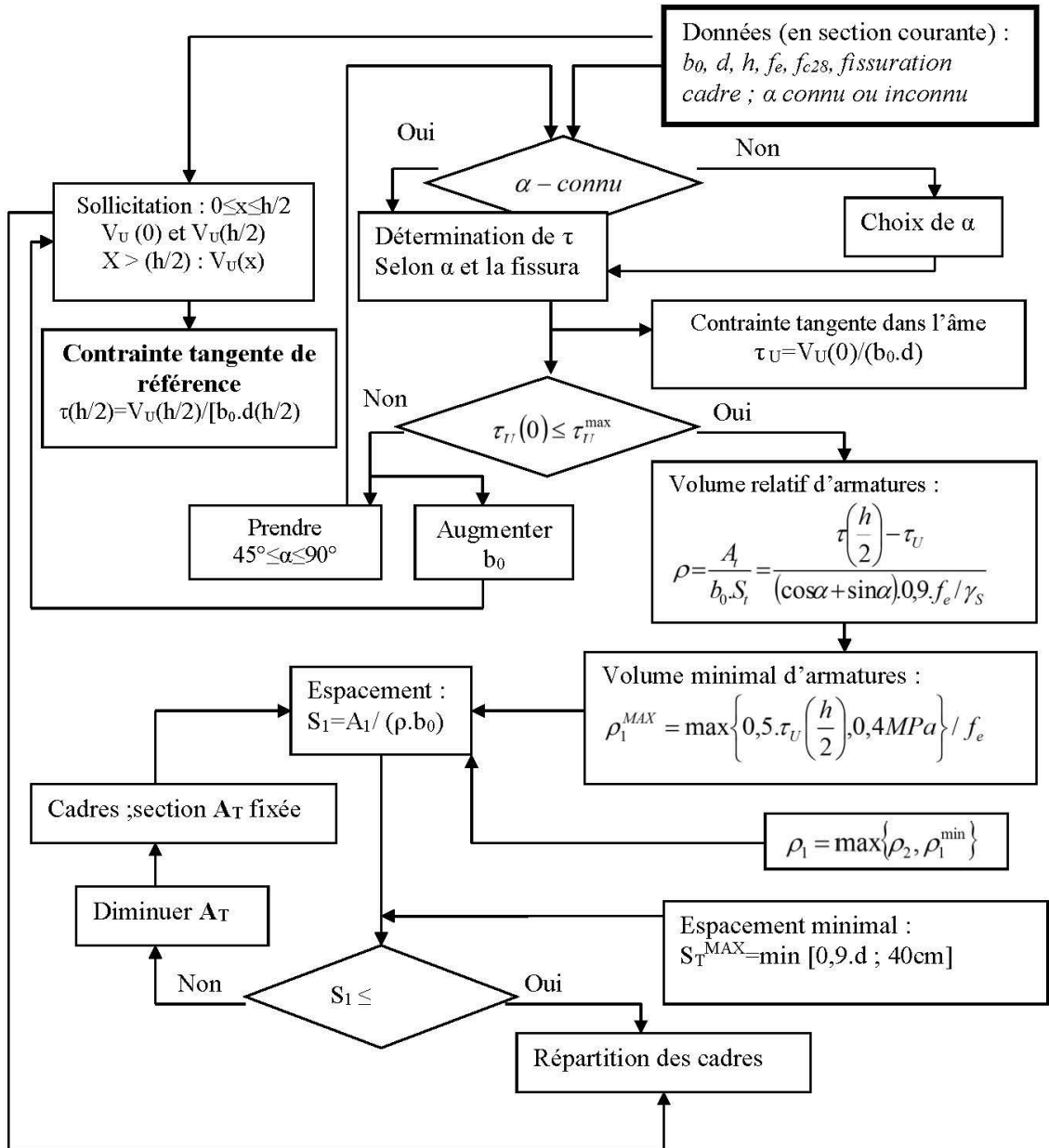
TRACTION SIMPLE



Annexes

ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Annexes

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Tableau des armatures

Annexes

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000