

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET REPUBLIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENTIEGNEMENT SUPERIEURE ET
DE LA RECHERCHE SIENTIFIQUE
جامعة البليدة 1
UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE CIVIL GENIE

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL

Option : structures

Thème :

ETUDE ET CONCEPTION D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME
IRREGULIERE EN ELEVATION (R+12+SS - R+10+SS) EN FORME

«U»

Présenté par :

M^{elle}. AIT SAADI Meriem

M^{elle}. CHAOUI Nour

Devant les membres de jury :

Mme. AOUALI.N

U.Saad Dahelb –Blida

Président

Mr. SLITANE .M

U.Saad Dahelb –Blida

Examineur

Mme. MEGUENNI Karima

U.Saad Dahelb –Blida

promotrice

Blida, juillet 2023

ملخص

ان الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة متعددة الاستعمال غير منتظمة الشكل من الخرسانة المسلحة . يتكون البناء من جزأين بارزين وبارتفاع مختلف بينهما حيث الواجهة الأمامية تتكون من 12 طابقا (طابق ارضي و الأول) للاستخدام التجاري , باقي الأدوار للاستخدام السكني مع سطح مغلق لا يمكن الولوج اليه اما الواجهة الخلفية تتكون من 10 طوابق سكنية + طابق ارضي و قبو يستخدم كموقف سيارات .

المبنى يتم إنجازة بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3 حسب القواعد الجزائرية (RPA 99 VERSION 2003) المضادة للزلازل .

مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران) . تم إجراء التصميم وفقاً للمعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99/version2003 , CBA93,BAEL91). تم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS V20.

تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة و العوار) بواسطة برنامج التعزيز SOCOTEC ,بينما تم تقوية الجدران يدوياً . دراسة البنية التحتية وهي من نوع أرضية أساس لأهمية الأحمال تم إرسالها إلى الأرض والتي تم تقديمها في نهاية هذا العمل، مع احترام القواعد المعمول بها.

كلمات مفتاحية :

بناية ، الخرسانة المسلحة ، ETABS V20 ، BAEL91 modifier 99 ، الدراسة الديناميكية ، RPA99 modifié 2003

RESUME

L'objectif de ce travail est d'étudier un bâtiment à usage multiple en béton armé de forme " U " irrégulière. Le bâtiment se compose de deux parties distinctes de hauteurs différentes, où la façade avant est composée de 12 étages (rez-de-chaussée et premier étage) à usage commercial, tandis que les autres étages sont destinés à l'habitation avec une terrasse fermée inaccessible. La façade arrière est composée de 10 étages résidentiels, d'un rez-de-chaussée et d'un sous-sol utilisé comme parking. Le bâtiment est construit dans la région de Blida classée zone sismique numéro III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 VERSION 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, des poteaux et des voiles de Contreventement. L'étude et le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles de construction en vigueur, à savoir (BAEL91 modifié 99 ; RPA99/version2003 ; CBA93).

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel " ETABS V20". Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux et poutres) a été calculé par le logiciel de ferrailage "SOCOTEC", par contre celui des voiles a été calculé manuellement. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, ETABS V20, BAEL91 modifié 99, étude dynamique, RPA99 modifié 2003.

ABSTRACT

The present work consists on the seismic study of a multi-purpose building in reinforced concrete with an irregular "U" shape. The building consists of two distinct parts of different heights, where the front facade is composed of 12 floors (first floor and second floor) for commercial use, while the other floors are for residential use with an inaccessible enclosed terrace. The rear façade comprises 10 residential floors, a first floor and a basement used as a parking.

The building is located in the Blida region, classified as seismic zone number III according to Algerian seismic regulations (RPA 99 VERSION 2003).

The stability of the structure is ensured by beams, columns and bracing walls.

Bracing walls. The design and calculation of the dimensions and reinforcement of all load-bearing elements comply with current construction regulations, namely (BAEL91 modified 99; RPA99/version2003; CBA93).

The software "ETABS.V20" establishes the dynamic analysis of this project. Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the SOCOTEC software, while that of shear walls element is calculated manually. The building's foundation consists of a raft foundation

Remerciements

Avant tout Nous remercions DIEU tout puissant qui nous a donné le courage, la volonté et la force pour accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice " MEGUENNI Karima " pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet

Nous tenons également à remercier les honorables membres de jurys, pour l'honneur qu'il ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail

Nous souhaitons également remercier Mme Kessanti Dalila, Mr Ben Rabeih Mohamed (Ingénieurs au niveau du CTC de Blida) pour leurs soutiens, conseils et leurs aides de réaliser notre mémoire.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation universitaire, sans omettre bien sûr de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation du présent travail.

Nous remercions nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous, nos frères et sœurs, et tous ce qui ont contribué de près ou de loin la concrétisation de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mon très cher grand-père

Je ne peux pas te remercier suffisamment pour tout ce que tu as fait pour moi. Ton amour, ton soutien et ta présence ont été une source de force pour moi. Tu seras toujours important dans ma vie.

À mes très chers parents

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

À toute ma famille

À mes chère sœur imene, mon cher frère mouad, mon oncle hocine et sa femme siham qui m'ont encouragé et soutenu durant mes études.

A mes très chers amis

*A ma binôme chaoui nour , à tous mes amis en particulier mes meilleurs amis kechout Wissem , ihcene , Meriem , feriel , sont toujours présents à mes côtés
et mes frères walide , abdelwahab.*

A tous ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'encouragent et supportent pour donner le meilleur de moi-même

Ait Saadi Meriem

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents

À la source d'amour et tendresse à celle qui ma tout donné a toi ma chère Mère, À mon symbole de sacrifice, école de mon enfance qui était mon ombre durant toute mes années d'études ,qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, me donner de l'aide et à me protéger à celui que j'estime toi mon cher Père qui a tant investi et accordé tant de sacrifices durant sa vie pour assurer mon avenir , que dieu les garde et les protège.

À toute ma famille

À mes sœurs Yasmine ,Amina , Amira et Malak

À ma cher tante DALILA (رحمها الله)

À tout les membres de ma famille.

À mes chers amis

À ma binôme Ait ssadi meriem , mes chers amis wissem,

ihssane ,feriel

et mes chères frères walide ,abdelwahab , Qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

À toute la promotion de Génie Civil 2023 et tous les enseignements de GC Blida.

Chaoui Nour

TABLE DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

LISTES DES FIGURES

LISTES DES TABLEAUX

LISTES DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE	22
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.	23
I.1 Introduction	23
I.2 Présentation de l'ouvrage	23
I.2.1. Situation et implantation de l'ouvrage	24
I.2.2. Caractéristique d'ouvrage	24
I.2.3. Caractéristiques géométriques	25
I.2.4. Ossature	26
I.2.5. Les Planchers	26
I.2.6. Escaliers	26
I.2.7. Maçonnerie	26
I.2.8. Terrasse	26
I.2.9. Acrotère	26
I.3 Caractéristique géotechnique du sol	27
I.4 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux	27
I.4.1 Béton	27
I.4.2 ACIERS	31
CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments d'une structure.	34
II.1. Introduction	34
II.2. Prédimensionnement des planchers	34
II.3. Prédimensionnement des planchers (corps creux)	35
II.4. Prédimensionnement des planchers (dalles pleines)	35
II.5. Pré dimensionnement des poutres	37

II.5.1. Les poutres principales	37
II.5.2. Les poutres secondaires	38
II.6. Evaluation des charges et des surcharges	39
II.6.1. Plancher	39
II.6.2. Maçonnerie	42
II.6.3. Acrotère	42
II.6.4. Balcon	43
II.6.5. Escalier	44
II.7. Pré dimensionnement des poteaux	45
II.7.1. Poteau central	46
II.7.2. Poteau rive	51
II.7.3. Poteau d'angle	55
II.8. Prédimensionnement des voiles	59
II.9. Conclusion	60
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.	61
III.1 Introduction	61
III.2 L'acrotère	61
III.2.1 Définition	61
III.2.2 Ferrailage de l'acrotère	62
III.3 Les escaliers	68
III.3.1 Définition	68
III.3.2 Prédimensionnement	68
III.3.3 Vérification de l'équation de « BLONDEL »	68
III.3.4 Détermination de l'épaisseur de la paillasse	69
III.3.5 Angle d'inclinaison de la paillasse	69
III.3.6 Evaluation des charges	69
III.3.7 Ferrailage d'escalier	71
III.3.8 Vérification	72

III.4 Balcon	74
III.4.1 Définition	74
III.4.2 Ferrailage d'un balcon	75
III.4.3 Vérification	77
III.5 Les planchers	79
III.5.1 Introduction	79
III.5.2 Plancher à corps creux	79
III.5.3 Plancher en dalle pleine	91
CHAPITRE IV : étude dynamique en zone sismique.	96
IV.1. Introduction	96
IV.2. Etude sismique	96
IV.2.1. Modélisation de rigidité	96
IV.2.2. Modélisation de la masse	97
IV.2.3. Généralité sur le logiciel ETABS-20	97
IV.3. Choix de la méthode de calcul	97
IV.3.1. Méthode statique équivalente	98
IV.3.2. La méthode modale spectrale	98
IV.4. Résultats de l'analyse sismique	105
IV.4.1. Modèle initial	105
IV.4.2. 2 ^{ème} modèle	107
IV.4.3. Modèle final	110
IV.4.3.1 vérification de la période	111
IV.4.3.2 vibration et la participation des masses	111
IV.4.3.3 Vérification des conditions du facteur de comportement R	112
IV.4.3.4 Vérification de l'effort tranchant à la base	113
IV.4.3.5 Vérification des déplacements inter étage	114
IV.4.3.6 Vérification de l'effort normal réduit	116
IV.4.3.7 Vérification de l'effet P-Delta	117
IV.5. CONCLUSION	118

CHAPITRE V : ferrailage des éléments résistants.	119
V.1 Introduction	119
V.2 Ferrailage des poteaux	119
V.2.1 Combinaison d'action	120
V.2.2 Méthode de calcul	120
V.2.3 Choix des armatures	125
V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	126
V.2.5 Vérification de l'effort Tranchant	128
V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux	130
V.2.7 Longueur de recouvrement	132
V.2.8 Ferrailage des poteaux de sous-sol	132
V.2.9 Schéma de ferrailage des poteaux	134
V.3 Ferrailage des poutres	136
V.3.1 Introduction	136
V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003	136
V.3.3 Calcul de ferrailage	136
V.3.4 Choix des armatures	138
V.3.5 Condition de non fragilité	138
V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS	138
V.3.7 Vérification thermique	139
V.3.8 Vérification de l'effort tranchant	140
V.3.9 Calcul des armatures transversales	141
V.3.10 Recouvrement des armatures longitudinales	142
V.3.11 Arrêt des barres	142
V.3.12 Vérification de la flèche	143
V.3.13 Schéma de ferrailage des poutres	144
V.4 Ferrailages des voiles	145
V.4.1 Introduction	145
V.4.2 Sollicitations de calcul	149

V.4.3 Calcul de ferrailage	153
V.4.4 Ferrailages des linteaux	167
CHAPITRE VI : Etude des fondations.	173
VI.1. Introduction	173
VI.2. Critères de choix du type des fondations	173
VI.3. Choix du type des fondations	173
VI.3.1. Semelles isolées	173
VI.3.2. Semelles filantes	174
VI.3.3. Radier général	176
VI.4. Voile périphérique	194
V.4.1 Introduction	194
VI.4.2. Pré dimensionnement	194
VI.4.3. Evaluation des charges	194
VI.4.4. Effort dans le voile périphérique	195
VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique	196
VI.4.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003	196
VI.4.7. Condition de non fragilité	197
VI.4.8. Vérification de l'effort tranchant	197
VI.4.9. Vérification à L'ELS	198
CONCLUSION GENERALE	200
REFERENCES	202
APPENDICES	203

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Figure I.1 : Façade de bâtiment.	23
Figure I.2 : situation de bâtiment	24
Figure I.3 : les dimensions en plan.	25
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.	30
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS	31
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.	32

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments d'une structure.

Figure II.1 : Coupe d'un plancher corps creux	35
Figure II.2 : Schéma du plancher à dalle pleine.	36
Figure II.3 : plancher terrasse inaccessible	39
Figure II.4 : plancher étage courant.	40
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.	41
Figure II.6 : L'acrotère.	42
Figure II.7 : les poteaux plus sollicités dans le plan	46
Figure II.8 : Surface revenant au poteau centrale.	46
Figure II.9 : Surface revenant au poteau de rive.	51
Figure II.10 : Surface revenant au poteau d'angle.	55
Figure II.11 : Coupe en plan et en élévation d'un voile.	59

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1: l'acrotère.	61
Figure III.2 : section de l'acrotère	62
Figure III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère	67
Figure III.4 : escalier balance en 3D.	68
Figure III.5 : Vue en plan d'escalier.	69
Figure III.6: chargement d'escalier.	70
Figure III.7 : Ferrailage de l'escalier.	74
Figure III.8 : schéma statique de balcon.	75
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de balcon.	79
Figure III.10 : Schéma de Corps Creux.	80
Figure III.11 : Schéma poutrelles.	80
Figure III.12 : Schéma statique de la poutrelle à 4 travées.	84
Figure III.13 : diagramme de moment fléchissant à ELU.	84
Figure III.14 : diagramme de moment fléchissant à ELS.	84

Figure III.15 : diagramme d'effort tranchant à ELU.	85
Figure III.16 : ferrailage de poutrelles	89
Figure III.17 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	90
Figure III.18 : schéma de dalle pleine	91
Figure III.19 : Section de la dalle pleine à ferrailer.	92
Figure III.20 : ferrailage dalle pleine.	95
CHAPITRE IV : étude dynamique en zone sismique.	
Figure IV.1 : représentation graphique Spectre de réponse.	100
Figure IV.2 : vue en 3D.	105
Figure IV.3 : vue en plan de RDC	105
Figure IV.4 : vue en plan du plancher terrasse (élévation R+12).	105
Figure IV.5 : les modes de déformation	107
Figure IV.6 : vue en 3D.	107
Figure IV.7 : vue en plan du RDC.	107
Figure IV.8 : vue en plan du plancher terrasse (élévation R+12).	108
Figure IV.9 : les modes de déformation.	109
Figure IV.10 : vue en 3D	110
Figure IV.11 : vue en plan du RDC.	110
Figure IV.12 : vue en plan du plancher terrasse (élévation R+12)	110
Figure IV.13 : Les modes de déformation	112
CHAPITRE V : ferrailage des éléments résistants.	
Figure V.1 : arrêt des barres.	143
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poutre principale 30x60.	144
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 30x40.	144
Figure V.4. Ferrailage du linteau.	146
Figure V.5: plan de repérage des poiles	148
Figure V.6 : schéma de ferrailage de voile 7.	169
Figure V.7 : schéma de ferrailage de voile 5.	170
Figure V.8 : schéma de ferrailage de voile 13.	170
Figure V.9 : schéma de ferrailage de voile 2.	171
Figure V.10 : schéma de ferrailage de voile 7.	171
Figure V.11 : schéma de ferrailage de voile 1.	172

CHAPITRE VI : Etude des fondations.

Figure VI.1 : schéma de la semelle isolé.	174
Figure VII.2 :schéma de la semelle filante.	175
Figure VI.3 : Schéma de la radier.	176
Figure VI.4 : Schéma de la surface bâtiment et radier (choix 1).	177
Figure VI.5 : Schéma de la surface du bâtiment et radier (choix 2).	178
Figure VI.6 : Schéma statique du bâtiment.	181
Figure VI.7 : contrainte sous le radier.	183
Figure VI.8 : Panneau de la dalle du radier	185
Figure VI.9 : schéma de ferrailage du radier.	189
Figure VI.10 : schéma de ferrailage de nervures.	193
Figure VI.11 : poussées de terres.	195
Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.	199
Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.	199

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments d'une structure.

Tableau II.1 : charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.	39
Tableau II.2 : charges permanents de dalle en corps creux étage courant.	40
Tableau II.3 : charges permanents de dalle pleine étage courant.	41
Tableau II.4 : Composition de Mur extérieur.	42
Tableau II.5 : Composition de Mur intérieur.	42
Tableau II.6 : charges permanents du balcon.	43
Tableau II.7 : charges permanents du panneau.	44
Tableau II.8 : charges permanents du palliase de l'escalier.	44
Tableau II.9 : Les charges d'exploitation de poteau centrale	47
Tableau II.10 : La descente des charges de poteau centrale.	48
Tableau II.11 : La descente des charges permanentes (Poteau centrale).	49
Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux centraux.	50
Tableau II.13 : Les charges d'exploitation de poteau rive.	51
Tableau II.14 : La descente des charges de poteau rive.	52
Tableau II.15 : La descente des charges permanentes (Poteau de rive).	53
Tableau II.16 : Choix des sections des poteaux rives.	54
Tableau II.17 : Les charges d'exploitation de poteau d'angle.	55
Tableau II.18 : La descente des charges de poteau d'angle.	56
Tableau II.19: La descente des charges permanentes (Poteau d'angle)	57
Tableau II.20 : Choix des sections des poteaux d'angles.	58

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Calcul des sollicitations	64
Tableau III.2 : évaluation des charges de paillasse.	69
Tableau III.3: Calcul des efforts internes de l'escalier balancé	70
Tableau III.4: Ferrailage d'escalier.	71
Tableau III.5 : Vérification à l'E.L.S pour l'escalier balancé	73
Tableau III.6 : évaluation des charges de balcon.	75
Tableau III .7 : charges permanents du panneau.	76
Tableau III.8 : combinaison des charges	76
Tableau III.9 : combinaison des charges.	77
Tableau III.10 : ferrailage de balcon.	77
Tableau III.11 : tableau des données.	78
Tableau III.12 : tableau des résultats.	78
Tableau III.13: Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.	81

Tableau III.14 : calcul de ferrailage	87
Tableau III.15 : contraintes du béton.	88
Tableau III.16 : calcul de ferrailage.	92
Tableau III.17 : contraintes du béton.	94
CHAPITRE IV : étude dynamique en zone sismique.	
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.	104
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.	106
Tableau IV.3 : Participation massique du modèle deux.	108
Tableau IV.4 : Dimensions des poteaux adopté.	109
Tableau IV.5 : Participation massique du modèle finale.	111
Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismique.	114
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements selon x-x.	115
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements selon y-y.	115
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.	116
Tableau IV.10 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x.	117
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.	118
Chapitre V : ferrailage des éléments résistants.	
Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	119
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	121
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr}).	121
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).	122
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	122
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	123
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N_{\min} , M_{corr})	123
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	124
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	124
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	125
Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.	125
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\max} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).	127
Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{\max} , $N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).	127
Tableau V.14 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\min} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).	128
Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	129
Tableau V.16 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.	131
Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	132
Tableau V.18 : schéma de ferrailage des poteaux.	134
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 35x60.	137

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.	137
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres porteuses 35x60.	138
Tableau V.22 : Vérification de la condition de non fragilité.	138
Tableau V.23 : vérification des poutres à l'ELS.	139
Tableau V.24 : vérification thermique des poutres à L'ELS.	140
Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement.	141
Tableau V.26: calcul des armatures transversales.	142
Tableau V.27: calcul des armatures transversales.	143
Tableau V.28: les sollicitations des voiles suivant x-x.	149
Tableau V.29: les sollicitations des voiles suivant y-y.	151
Tableau V.30: tableau de ferrailage de voile 2 suivant x-x.	153
Tableau V.31 : tableau de ferrailage de voile 3 suivant x-x.	154
Tableau V.32 : tableau de ferrailage de voile 5 suivant x-x.	155
Tableau V.33 : tableau de ferrailage de voile 7 suivant x-x.	156
Tableau V.34 : tableau de ferrailage de voile 8 suivant x-x.	157
Tableau V.35 : tableau de ferrailage de voile 12 suivant x-x.	158
Tableau V.36 : tableau de ferrailage de voile 13 suivant x-x.	159
Tableau V.37 : tableau de ferrailage de voile 14 suivant x-x.	160
Tableau V.38 : tableau de ferrailage de voile 1 suivant y-y.	161
Tableau V.39 : tableau de ferrailage de voile 4 suivant y-y.	162
Tableau V.40 : tableau de ferrailage de voile 6 suivant y-y.	163
Tableau V.41 : tableau de ferrailage de voile 9 suivant y-y.	164
Tableau V.42 : tableau de ferrailage de voile 10 suivant y-y.	165
Tableau V.43 : tableau de ferrailage de voile 11 suivant y-y.	166
Chapitre VI : Etude des fondations	
Tableau VI.1 : contrainte sous le radier à l'ELU.	184
Tableau VI.2 : contrainte sous le radier à l'ELS.	184
Tableau VI.3 : ferrailage des panneaux du radier.	187
Tableau VI.4 : vérification des contraintes.	188
Tableau VI.5 : vérification des contraintes.	189
Tableau VI.6 : ferrailage de la nervure (sens porteur)	190
Tableau VI.7 : ferrailage de la nervure (sens non porteur).	190
Tableau VI.8 : vérification des contraintes à L'ELS.	191
Tableau VI.9 : choix des armatures transversales.	192
Tableau VI.10 : ferrailage de voile périphérique.	196
Tableau VI.11 : ferrailage des contraintes	198

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.

\varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

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.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: 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 a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

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.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

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

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
 A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
 Φ : Coefficient de sécurité.
 α_c : coefficient dépendant de l'élançement du mur.
 ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
 ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
 ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
 h_w : Hauteur totale du voile.
 l_w : Longueur du mur en plan.
 δ_u : déplacement du voile au sommet.
 I_g : Moment d'inertie du voile.

UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

m ; cm ; mm : longueurs ; dimensions ; portées.

cm² : Section d'acier.

kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

kN/ml (MN/ml ; N/ml) : Charge linéaire uniformément réparties.

kN/m² (MN/m²;N/m²): Charge surfacique.

kN/m³ (MN/m³;N/m³):Charge volumique.

kNm (MNm ; Nm) : Moment d'une force.

MPa (kPa ; Pa) : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

Introduction générale

- Introduction générale :

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures toute en utilisant l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, afin d'assurer la sécurité publique.

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment avec deux élévation (R +12+SS) et (R+10+SS).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/V 2003, BAEL91 et CBA93 utilisés l'Algérie) et les documents techniques y afférant (le D.T.R. BC 2.2).

Il est apparu que le calcul manuel des éléments structuraux est plus long et conduit à des résultats moins précis. Toutefois, il existe aujourd'hui des logiciels tels que ETABS, qui permettent non seulement de réduire considérablement le temps de travail, mais également d'obtenir des résultats plus satisfaisants.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude pour notre mémoire se structure comme suit :

- Le 1^{er} chapitre constitue une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments résistants (Poteaux, poutres et voiles).
- Dans le troisième chapitre nous étudions les éléments secondaires (acrotère, balcon, escaliers, dalle).
- Le quatrième chapitre qui est une étape importante pour notre étude, c'est la modélisation des structures et la détermination des modes de vibrations.
- L'étude parasismique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 20.
- Le calcul de ferraillement des éléments structuraux a été déterminé avec le logiciel SOCOTEC, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 20, sera l'objectif de cinquième chapitre.
- Le dernier chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

Et enfin, Nous terminons ce document par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé en forme U non symétrique, est un bloc avec deux élévation : la première élévation en **RDC+12** à usage multiple (habitation, commercial) avec 01 sous-sol (usage parking) et la deuxième élévation en **RDC+10** à usage habitation avec 01 sous-sol (usage parking).

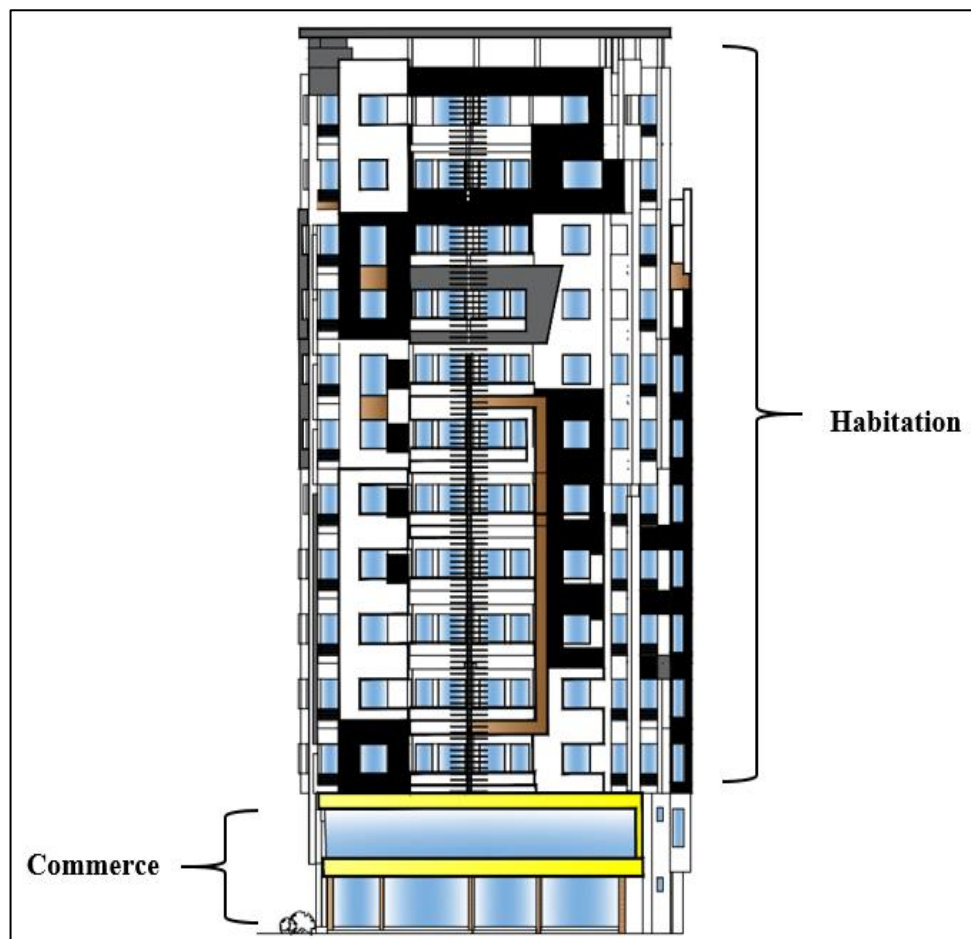


Figure I.1 : Façade de bâtiment.

I.2.1. Situation et implantation de l'ouvrage :

Ce projet est en cour de réalisation à la rue CHERIF TCHALABI, Wilaya de Blida. Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), classée en zone sismique **III**.

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « **groupe 2** ».

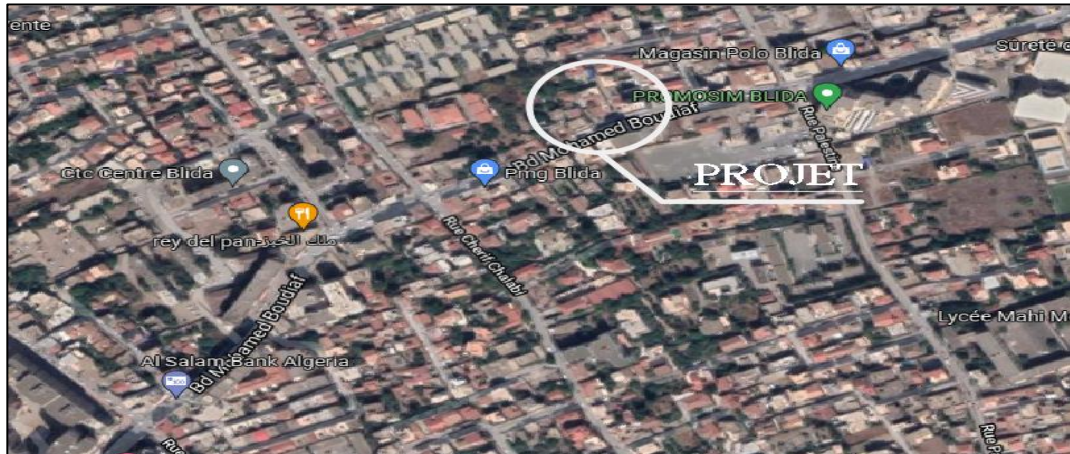


Figure I.2 : situation de bâtiment.

I.2.2. Caractéristique d'ouvrage :

- La Première élévation (R+12) :
 - Un sous-sol d'usage parking.
 - RDC d'usage commerce.
 - 1ère étage d'usage commerce.
 - 2ème jusqu'à au 12ème étages à usage d'habitation.
 - Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.
- Deuxième élévation (R+10) :
 - Un sous-sol d'usage parking.
 - RDC jusqu'à au 10ème étages à usage d'habitation.
 - Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible

I.2.3. Caractéristiques géométriques

Les dimensions en élévation sont :

- La Première élévation (R+12) :

- Hauteur totale du bâtiment42,84 m.
- Hauteur du RDC 3,96 m.
- Hauteur des étages courant.....3.24 m.
- Hauteur e sous sol2.88 m.

- La Deuxième élévation (R+10) :

- Hauteur totale du bâtiment33.12 m.
- Hauteur du RDC3,96m.
- Hauteur des étages courant.....3.24m.
- Hauteur sous-sol2.88m.

Les dimensions en plan sont :

- Longueur total suivant y-y : $L_Y = 32.56$ m.
- Largeur x_1 suivant x-x : $L_{X1} = 16.01$ m.
- Largeur x_2 suivant x-x : $L_{X2} = 14.6$ m.

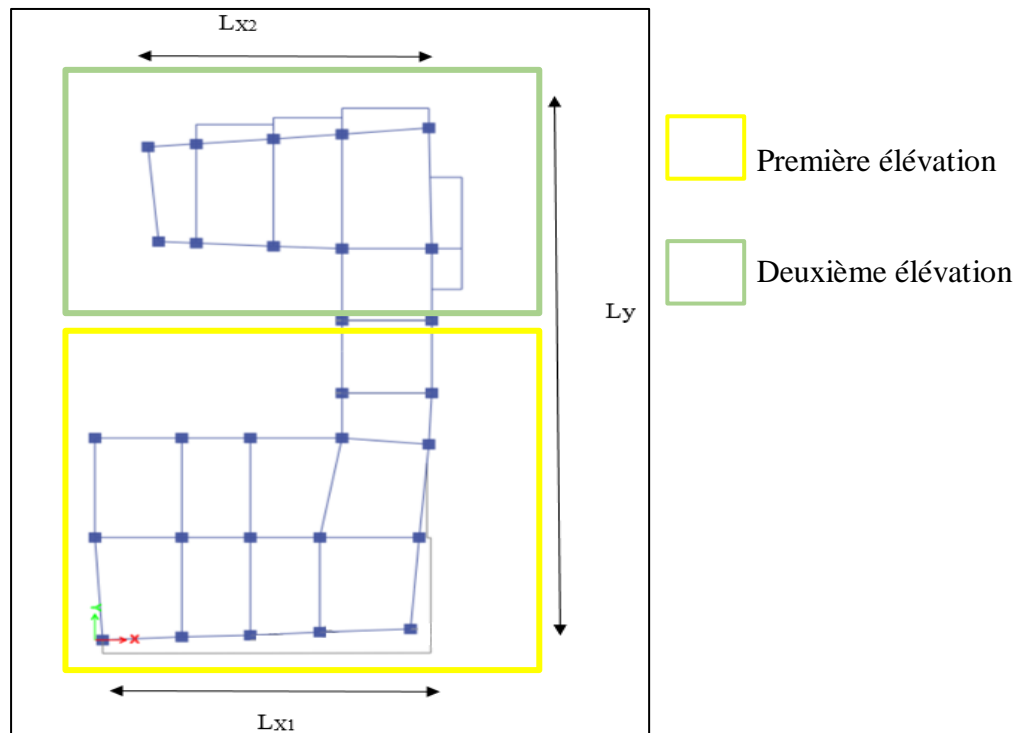


Figure I.3 : les dimensions en plan.

I.2.4. Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens

I.2.5. Les Planchers :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine pour le plancher RDC et 1^{er} étage ou on a commerce , les portes à faux (balcons et chambres) et quelques panneaux irréguliers.
- Dalle à corps creux.

I.2.6. Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- d'escalier est un escalier balancé composé d'un volée droite et un volée balancé pas de poutre de palier.

I.2.7. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur)
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.2.8. Terrasse :

Notre structure comporte un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible

I.2.9. Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'une acrotère e en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3 Caractéristique géotechnique du sol

A l'issue de la présente étude du sol du site " Réalisation D'un Bâtiment "R+6", rue Belkacem El Ouzeri, Blida ", qui a contenu une investigation in-situ et des essais au laboratoire, nous pouvons conclure ce qui suit :

- L'investigation a montré que le sol ne pose aucun problème lié au sol qui empêcherait la réalisation de l'ouvrage.
- La contrainte admissible du sol est de **1,7 bars** (selon un rapport de sol).
- La catégorie de site S_3 : site meuble.
- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure.
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 38^\circ$
- La cohésion $C' = 25$ KPa.

I.4 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA 99 version 2003** et **CBA93**).

I.4.1 Béton :

I.4.1.1. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères :

- 1- une résistance mécanique élevée.
 - 2- un retrait minimum.
 - 3- une bonne tenue dans le temps.
- **Granulats** : pour un béton ordinaire les dimensions des granulats sont comprises entre : $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.
 - **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton ordinaire est le ciment portland composé de classe 42,5 (CEMII/B).

- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
- **Sable** : sable 0/5, il a été utilisé pour la construction et le sable 0/2,5 qui a été utilisé pour la maçonnerie.

I.4.1.2. Résistance du béton :

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « **j** » jours.

I.4.1.2.1. Résistance à la compression :

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section 200 cm^2 .

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 \cdot 28 \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

I.4.1.2.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction à « **j** » jours notée par « f_{ij} », elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa)$$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, on trouve :

$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

I.4.1.3. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal ».

I.4.1.3.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j jours**, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{ij} = 34179.558 \text{ MPa}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à **j jours**. (MPa)

I.4.1.3.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j jours**, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{ci})^{1/3} \rightarrow E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$$

I.4.1.4. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinale}}$$

- **E.L.U** :

$$\nu = 0,0 \text{ calcul des sollicitations (béton fissuré) .}$$

- **E.L.S** :

$$\nu = 0,2 \text{ calcul des déformations (béton non fissuré).}$$

I.4.1.5. Poids volumique :

On adopte la valeur :

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3 \text{ pour le BA.}$$

$$\rho = 24 \text{ kN/m}^3 \text{ pour le béton.}$$

I.4.1.6. Les contraintes limites de calcul :

I.4.1.6.1. Contraintes limites à l'état limite 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 :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 17$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 22.17$ MPa

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si $t > 24$ h $\longrightarrow \theta = 1$

Si $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 0,9$

Si $t < 1 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 0,85$

Avec :

t = durée d'application de l'action considérée en heures.

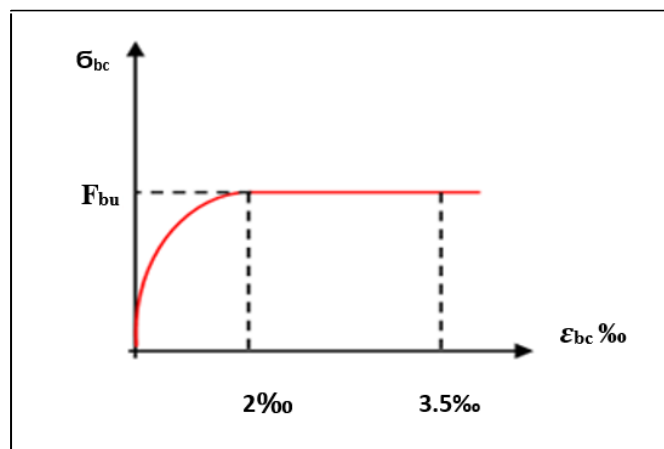


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

I.4.1.6.2. Contraintes limites 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.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

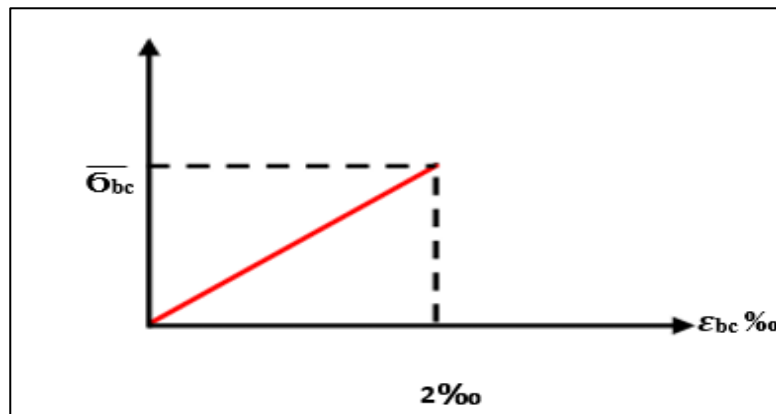


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

I.4.2 ACIERS :

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (\emptyset) : FeE240
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE500
- Treillis soudés (TS) : TLE520 $\emptyset = 6$ mm pour les dalles.

I.4.2.1. Les limites élastiques :

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

I.4.2.2. 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 quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

I.4.2.3. Les contraintes limites de calcul :

I.4.2.3.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

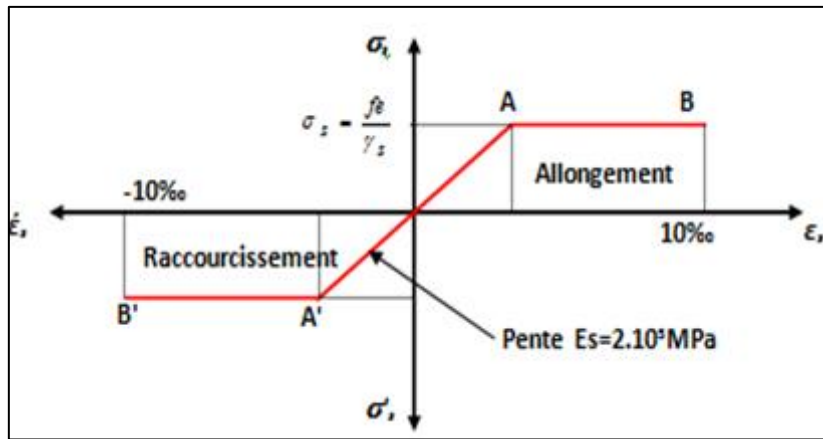


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1.00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a : $\epsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07 \text{‰}$

I.4.2.3.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(240 \text{MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e, \max \left(200 \text{MPa}; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right)$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

I.4.2.4. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

I.4.3 Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10 ‰**.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

est égale a :

♦ Rond lisse	⎧	$\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$	Situation durable
		$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	Situation accidentelle
♦ Haute adhérence	⎧	$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$	Situation durable
		$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	Situation accidentelle

Chapitre II :

Prédimensionnement des Éléments structuraux

II. Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres et les voiles joue un rôle fondamental dans la conception d'une structure en génie civil. Il repose sur l'analyse des charges verticales et des surcharges qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Pour cela, on utilise des méthodes basées sur des formules empiriques établies par les règlements en vigueur, notamment le **RPA99 version 2003**, le **BAEL 91 modifié 99** et le **CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Ces réglementations fournissent des critères spécifiques pour évaluer les dimensions initiales " prédimensionnement " des éléments porteurs en fonction des charges appliquées, en tenant compte des propriétés mécaniques du matériau et des exigences de sécurité.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus pour supporter leur propre poids ainsi que les charges d'exploitation, tout en assurant l'isolation thermique et acoustique. En raison de leur forme géométrique et des charges auxquelles ils sont soumis, nous avons opté pour les solutions suivantes :

- Pour la partie courante de la structure, nous avons opté pour l'utilisation de planchers à corps creux.

Cette solution permet d'obtenir un poids réduit pour le plancher tout en maintenant sa solidité.

- Pour les balcons et certaines parties spécifiques des planchers, nous avons opté pour des planchers à dalle pleine.

Ce type de plancher offre une plus grande résistance aux charges concentrées et une meilleure continuité structurelle dans les zones spécifiques où elle est appliquée.

Ces choix de conception tiennent compte des caractéristiques géométriques des planchers, ainsi que des exigences de résistance et de fonctionnalité liées aux différentes parties de la structure.

II.3. Pré-dimensionnement des planchers (corps creux) :

Les planchers à corps creux se composent de trois éléments principaux :

- Les corps creux, également connus sous le nom "d'entrevous", agissent comme des coffrages perdus.. Ces corps creux sont disposés entre les poutrelles et permettent de réduire le poids total du plancher tout en maintenant une résistance suffisante pour supporter les charges appliquées.
- Les poutrelles en béton armé jouent un rôle essentiel en assurant la stabilité globale du plancher. Elles sont positionnées parallèlement les unes aux autres et reposent sur les appuis.
- La dalle de compression armée, est une dalle en béton armé coulée sur les corps creux. Elle a pour fonction de répartir uniformément les charges sur l'ensemble du plancher et de résister aux efforts de compression. La dalle de compression contribue également à améliorer la résistance et la rigidité globales du système de plancher.

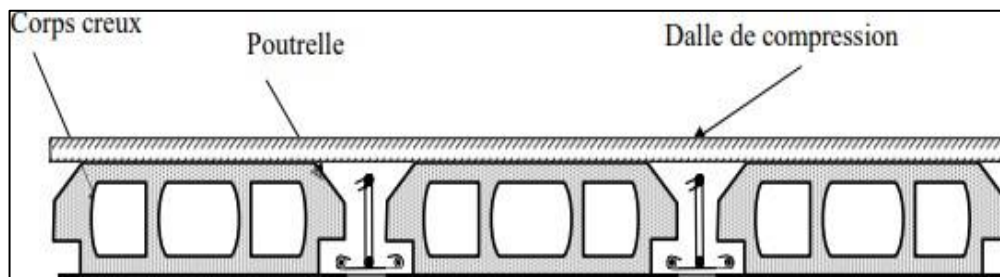


Figure II.1 : Coupe d'un plancher corps creux.

$$\frac{L_x}{25} \leq h \leq \frac{L_x}{20}$$

L_x : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$\frac{500}{25} \leq h \leq \frac{500}{20} \quad \Leftrightarrow \quad 20 \leq h \leq 25$$

$$\rightarrow ht = 25 \text{ cm}$$

Pour les planchers en corps creux nous adopterons une épaisseur de **25 cm**

II.4. Pré-dimensionnement des planchers (dalles pleines) :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

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 :

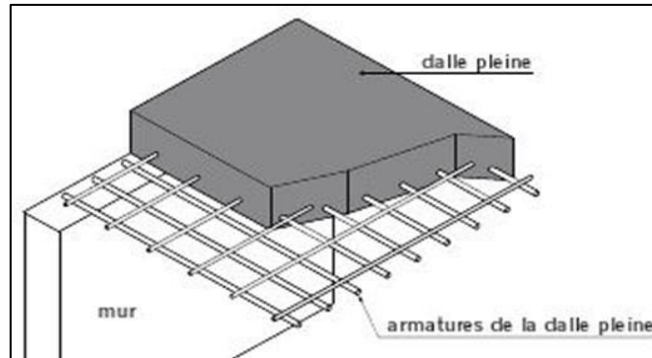


Figure II.2 : Schéma du plancher à dalle pleine.

- **Condition de résistance au feu**

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

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

$e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

On admet : $e = 11\text{ cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon le CBA, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Pour tenir compte des bruits aériens, on limite donc notre épaisseur à : 15 cm

- **Résistance à la flexion**

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

- pour dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq h \leq \frac{Lx}{30}$$

Avec : $Lx = 500\text{ cm}$ « la grande portée »

$$\frac{500}{35} \leq h \leq \frac{500}{30} \Leftrightarrow 14.28 \leq h \leq 16.66$$

Le choix : $e = 20\text{ cm}$

$e = \max \{ 11 ; 15 ; 20 \}\text{ cm}$

→ $e = 20\text{ cm}$

Pour les dalle pleines nous adopterons une épaisseur de **20 cm**

II.5. Pré dimensionnement des poutres :

Le prédimensionnement des poutres en béton armé peut être effectué en suivant les trois étapes décrites :

- Détermination des dimensions (h, b) : **Le B.A.E.L 91** modifié 99 fournit des formules empiriques qui permettent de calculer les dimensions de la poutre en fonction de différents paramètres tels que la portée, la charge à supporter, les contraintes admissibles, etc.
- Vérification des conditions imposées par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) : Le RPA 99 énonce les exigences spécifiques pour la conception parasismique des structures en Algérie.
- Vérification de la rigidité : Outre les dimensions et les exigences parasismiques, il est également essentiel de vérifier la rigidité de la poutre. Cela implique de s'assurer que la poutre est suffisamment rigide pour supporter les charges appliquées et éviter toutes déformations indésirables.

II.5.1. Les poutres principales :

D'après le règlement B.A.E.L 91 :

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

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

Avec :

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

h : hauteur de la poutre principale.

b : largeur de la poutre .

$$L_{\max} = 669 - 35$$

Donc : $L_{\max} = 634$ cm

- La hauteur de poutre :

$$42.26 \text{ cm} \leq h \leq 63.4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On adopte } \boxed{h = 60 \text{ cm}}$$

- La largeur de la poutre :

$$16.5 \text{ cm} \leq b \leq 38.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On adopte } \boxed{b = 35 \text{ cm}}$$

- Vérification d'après RPA 99 version 2003 (art.7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 35 \text{ cm} \geq 20 \quad \text{vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 60 \text{ cm} \geq 30 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{60}{35} = 1.71 \leq 4 \quad \text{vérifiée}$$

- Vérification de la rigidité :

$$\bullet \frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.094 > 0.0625 \quad \text{vérifiée}$$

II.5.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

- ❖ D'après le règlement B.A.E.L 91 :

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

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

Avec:

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaire

h : hauteur de la poutre secondaires .

b : largeur de la poutre .

$$L_{\max} = 500 - 35 = 465 \text{ cm}$$

- La hauteur de poutre :

$$31 \text{ cm} \leq h \leq 46.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{On adopte } \boxed{h = 40 \text{ cm}}$$

- La largeur de la poutre :

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \longrightarrow \text{On adopte } \boxed{b = 30 \text{ cm}}$$

Vérification d'après RPA 99 version 2003 (art.7.5.1) :

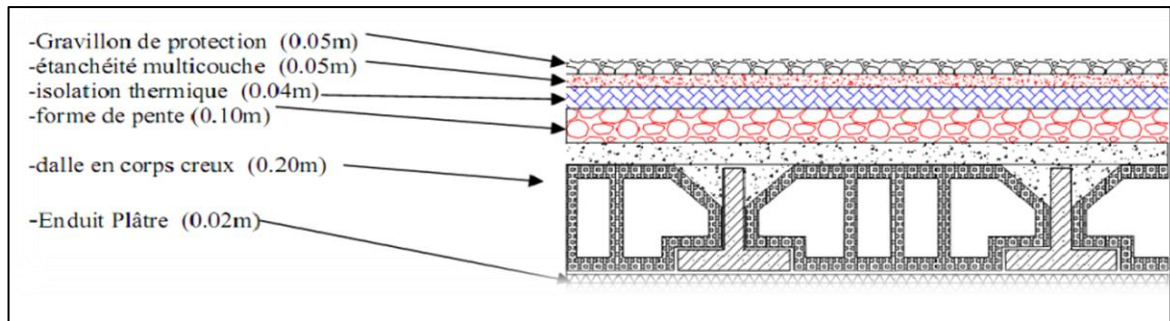
$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \quad \text{vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \quad \text{vérifiée}$$

- Vérification de la rigidité :

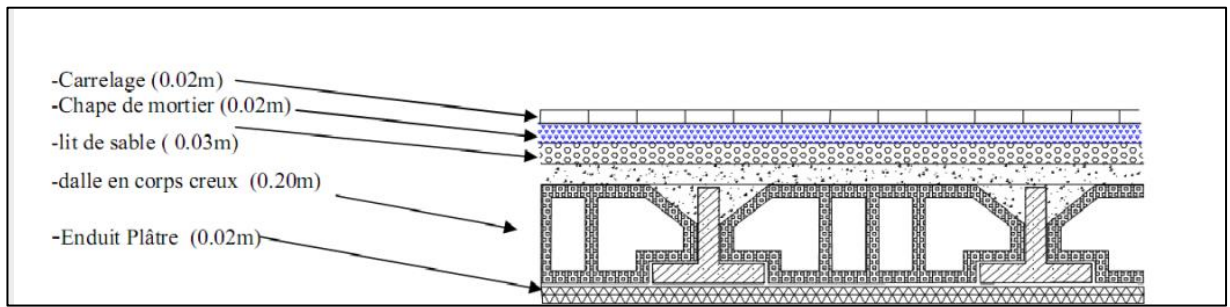
$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.086 > 0.0625 \quad \text{vérifiée}$$

II.6. Evaluation des charges et des surcharges :**II.6.1. Plancher :****II.6.1.1. Plancher terrasse inaccessible :****Figure II.3 : plancher terrasse inaccessible.****Tableau II.1 : charges permanentes revenant au plancher terrasse inaccessible.**

Élément	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	18	0.9
Étanchéité multicouche	0.02	6	0,12
Isolation thermique	0.04	4	0,16
Béton de pente	0.10	20	2,2
Plancher à corps creux	0.25	/	3,45
Enduit et plâtre	0.02	10	0,2
ΣG=			7.03 kN/m²

- Charge permanente **G = 7.03 kN /m²**
- Charge d'exploitation **Q = 1 kN /m²**

II.6.1.2. Plancher étage courant



Plancher étage courant (corps creux)

Figure II.4 : plancher étage courant.

Tableau II.2 : charges permanentes de dalle en corps creux étage courant.

Élément	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Dalle de sol	0.028	20	0,56
Mortier de ciment	0.02	20	0,4
Lit de sable	0.3	18	0,54
Plancher à corps creux	0.25	/	3,45
Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
Cloison	-	-	1.1
$\Sigma G =$			6.25 kN/m²

- Charge permanente $G = 6.25 \text{ kN/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

- **Plancher étage courant (dalle pleine)**

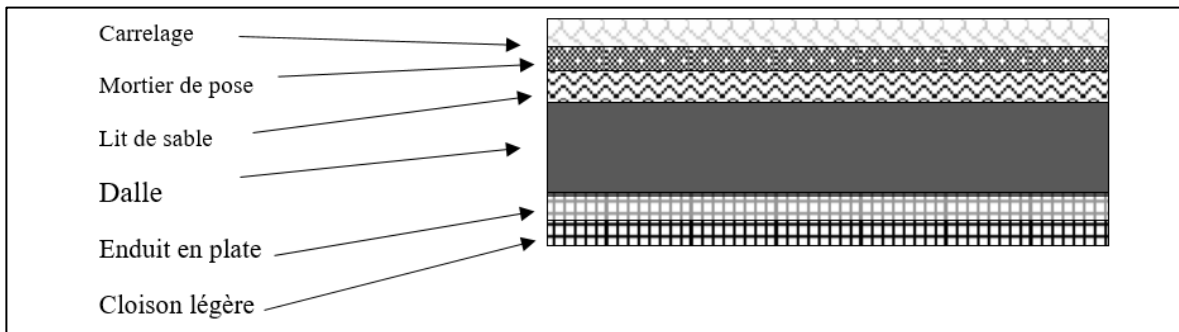


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.3 : charges permanentes de dalle pleine étage courant.

Elément	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Dalle de sol	0.028	20	0,56
Mortier de ciment	0.02	20	0,4
Lit de sable	0.3	18	0,54
Plancher dalle pleine	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
Cloison	-	-	1.1
Σ G =			7.8 kN/m²

- Charge permanente **G = 7.8 kN /m²** .
- Charge d'exploitation **Q = 1,5 kN /m²**

II.6.2. Maçonnerie :

- Mur extérieur :

Tableau II.4 : Composition de Mur extérieur.

Elément	e (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
enduit de ciment	2	10	0,2
brique creuse	10	9	0,9
l'air d'air	/	/	/
brique creuse	15	9	1,35
enduit de plâtre	2	18	0,36
$\Sigma G =$			2.81 kN/m^2

- Mur intérieur

Tableau II.5 : Composition de Mur intérieur.

Matière	e (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
enduit de plâtre	1	10	0,1
brique creuse	10	9	0,9
enduit de plâtre	1	10	0,1
$\Sigma G =$			1.1 kN/m^2

II.6.3. Acrotère :

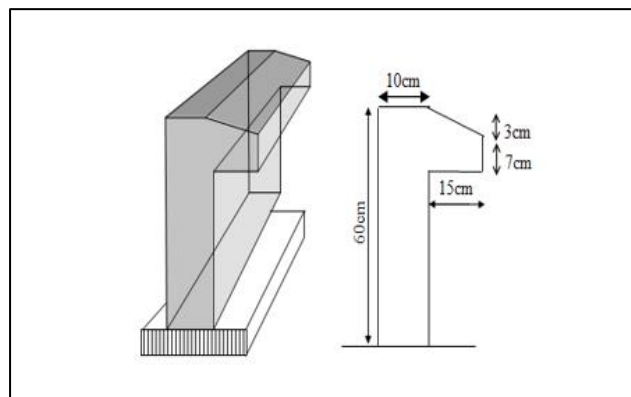


Figure II.6 : L'acrotère.

-Charge d'exploitation :

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

-Charge permanente :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que : $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

s : La surface transversale totale.

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_T = G + G_{\text{revêtement}}$$

$$S(0.6 \times 0.1) + \frac{1}{2}(0.15 \times 0.03) + (0.15 \times 0.07) = 0.072 \text{ m}^2$$

-Poids propre de l'acrotère :

$$G = 25 \times 0.07275 \rightarrow G = 1.82 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{revêtement}} = 15 \times 0.02 \times (0.6 + 0.1) \times 2 \rightarrow G_{\text{revêtement}} = 0.42 \text{ kN/ml}$$

$$G_T = 2.24 \text{ kN/ml}$$

II.6.4. Balcon :

- Charge permanentes

Tableau II.6 : charges permanents du balcon.

Elément	G (kN/m ²)
Dalle de sol	0.56
Mortier de pose (e = 2cm)	0.4
Poids propre de la dalle (e=20cm)	5
Enduit de ciment (e=2cm)	0.36
Lit de sable (e=3cm)	0.54
ΣG =	G = 6.86 kN/m²

- Charge concentré du garde-corps :

Tableau II.7 : charges permanents du panneau.

Elément	G (kN/m ²)
Poids du mur (brique e = 10cm)	0.9
Enduits de ciment (2cm)	0.72
ΣG =	1.62 kN/m²

II.6.5. escalier :

Paillasse :

Tableau II.8 : charges permanents du palliase de l'escalier.

Elément	G (kN/m ²)
Poids propre de la paillasse	5,59
Mortier de pose horizontale (e=2 cm)	0.4
Dalle de sol (e=2 cm)	0.56
Mortier de pose verticale (e=3 cm)	0.6
Dalle de sol (e=2 cm)	0.56
Poids propre de la marche	1.87
Garde-corps	1
Enduit en ciment	0.36
ΣG =	10.94 kN/m²

-Charges d'exploitation

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

Acrotère (main courante).....	Q = 1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible).....	Q = 1,0kN/m ²
Plancher à usage habitation.....	Q = 1,5 kN/m ²
Plancher à usage commerce.....	Q = 2,5 kN/m ²
Escaliers	Q = 2,5 kN/m
Balcon	Q = 3,5kN/m ²

II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Lors du prédimensionnement des poteaux en béton armé, plusieurs considérations sont prises en compte, notamment leur capacité à supporter les charges verticales (permanentes et d'exploitation) et à reprendre les efforts sismiques. Voici les étapes courantes du prédimensionnement des poteaux :

- Pour simplifier la conception, on sélectionne généralement trois types de poteaux représentatifs, les plus sollicités: un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.
- Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargée qu'il supporte. Les charges verticales comprennent les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- La loi de dégression des charges d'exploitation est utilisée pour tenir compte de la diminution progressive des charges en fonction de la hauteur des étages.

Les coefficients de dégression spécifiques sont déterminés en fonction des réglementations applicables et des caractéristiques du projet.

- **Dimensionnement des poteaux :**

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

a/ Condition de stabilité:

$$\lambda = L_f / 10$$

Avec : L_f : longueur de flambement.

λ : Elancement du poteau

b/ Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \frac{1}{\beta} \left[\frac{Br \cdot f_{bc}}{0.9} + 0.85 A' \sigma_{s10} \right]$$

D'où la section réduite du poteau (Br) est égal a:

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{A_s}{Br} \right)}$$

N_u : l'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

Donc :

- Pour le prédimensionnement d'un poteau rectangulaire, on a :

$$a = \frac{l_f}{10} \quad \text{et} \quad b \geq \frac{Br}{a-2} + 2$$

R.P.A 2003 exige :

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

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$ (h_e est la hauteur entre nu d'étage)
- $1/4 < a/b < 4$

Avec :

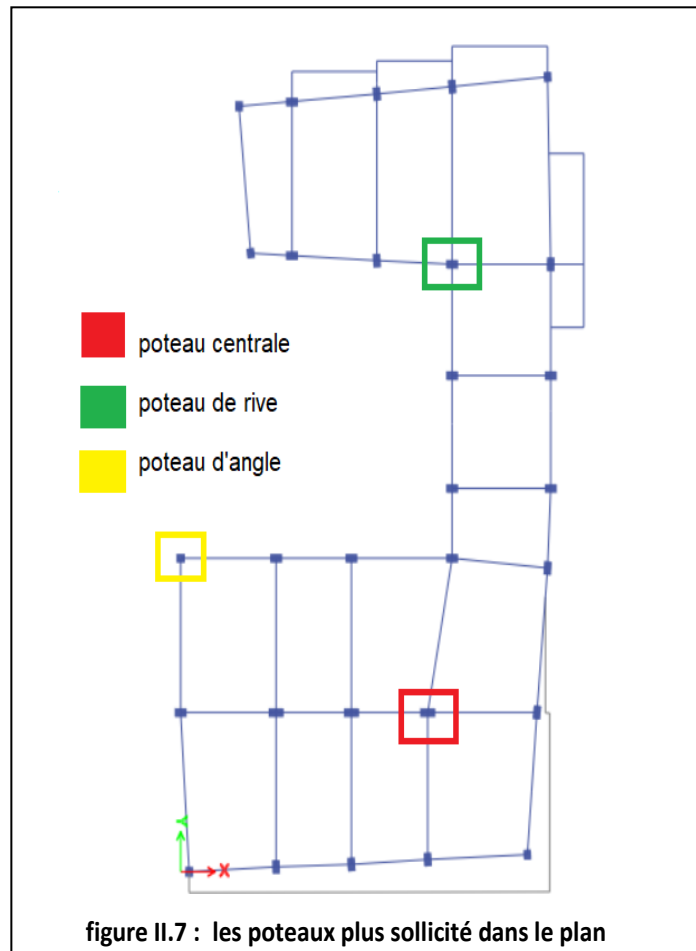
(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

- **Calcul des poteaux :**

Les poteaux les plus sollicités sont :

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



II.7.1. Poteau central :

La surface d'influence :

$$S = 25.117 \text{ m}^2$$

➤ **Charges d'exploitation :** (DTR B.C.2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$

Les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3.....,n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

➤ **Loi de Dégression :**
Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse $\Rightarrow Q = 1 \times 25.117 = 25.117 \text{ kN}$

Plancher courant et RDC $\Rightarrow Q = 1.5 \times 25.117 = 37.675 \text{ kN}$

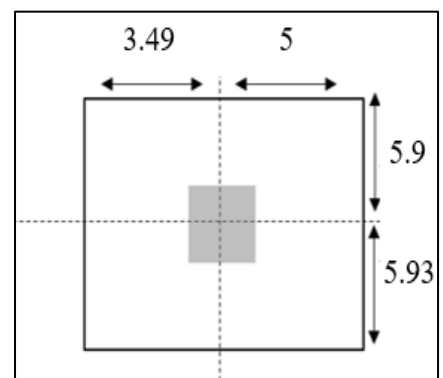


Figure II.8 : Surface revenant au poteau central.

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.9 : Les charges d'exploitation de poteau centrale.

Niveau des planchers	Qi (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q0	1	Q0	25.117	25,12
12 ^{ème}	Q1	1,5	Q0+ Q1	25.117	62,79
11 ^{ème}	Q2	1,5	Q0+0,95(Q1+ Q2)	25.117	96,70
10 ^{ème}	Q3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	25.117	126,84
9 ^{ème}	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	25.117	153,21
8 ^{ème}	Q5	1,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	25.117	175,82
7 ^{ème}	Q6	1,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	25.117	194,66
6 ^{ème}	Q7	1,5	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	25.117	213,49
5 ^{ème}	Q8	1,5	Q0+0,687(Q1+.....+Q8)	25.117	232,33
4 ^{ème}	Q9	1,5	Q0+0,667(Q1+.....+Q9)	25.117	251,17
3 ^{ème}	Q10	1,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	25.117	270,01
2 ^{ème}	Q11	1.5	Q0+0,64(Q1+.....+Q11)	25.117	288,85
1 ^{ère}	Q12	1.5	Q0+0,63(Q1+.....+Q12)	25.117	307,68
RDC	Q13	5	Q0+0,62(Q1+.....+Q13)	25.117	360,37

➤ **Charge permanente :**

Les résultats de la descente des charges du poteau central sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : La descente des charges de poteau centrale.

Étages	Eléments	G(kN)
Terrasse	-Plancher terrasse : 25.117 x 7.03	179.08
	-poutre principal : $0.35 \times (0.6-0.25) \times 5.56 \times 25$	17.027
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4-0.25) \times 4.25 \times 25$	4.78
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.24 - 0.6) \times 25$	8.085
	$\Sigma G=$	206.463
12^{ème} étage	-Plancher étage courant : 25.117 x 6.25	156.981
	-poutre principal : $0.35 \times (0.6-0.25) \times 5.56 \times 25$	17.027
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4- 0.25) \times 4.25 \times 25$	4.78
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.24 - 0.6) \times 25$	8.085
	$\Sigma G=$	186.874
(11;10;9;8 ;76 ;5;4;3;2) ^{ème} étage	-Plancher étage courant : 25.117 x 6.25	156.981
	-poutre principal : $0.35 \times (0.6-0.25) \times 5.56 \times 25$	17.027
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4- 0.25) \times 4.25 \times 25$	4.78
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.24 - 0.6) \times 25$	8.085
	$\Sigma G=$	186.87
1^{ère} étage	-Plancher étage courant : 25.117 x 7.8	195.91
	-poutre principal : $0.35 \times (0.6-0.20) \times 5.56 \times 25$	19.46
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4- 0.2) \times 4.25 \times 25$	6.375
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.24 - 0.6) \times 25$	8.085
	$\Sigma G=$	229.83
RDC	-Plancher étage courant : 25.117 x 7.8	195.91
	-poutre principal : $0.35 \times (0.6-0.20) \times 5.56 \times 25$	19.46
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4- 0.2) \times 4.25 \times 25$	6.375
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.96 - 0.6) \times 25$	10.26
	$\Sigma G=$	232.00

Tableau II.11 : La descente des charges permanentes (Poteau centrale).

Etage	Charge permanent de chaque Niveau	G cumulé
13	206,463	206,463
12	186,874	393,336
11	186,874	580,210
10	186,874	767,083
9	186,874	953,957
8	186,874	1140,830
7	186,874	1327,704
6	186,874	1514,577
5	186,874	1701,451
4	186,874	1888,324
3	186,874	2075,198
2	186,874	2262,071
1	229,830	2491,901
RDC	232,005	2723,906

- **Choix des sections des poteaux centraux :**

Pour poteau de RDC

On a :

$$a \geq 27.72 \text{ cm}$$

Avec :

$$\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2 ; \quad f_{bc} = 17 \text{ Mpa} ; \quad (A_s/B) = 0.01 ; \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5 Q = 4217.83 \text{ kN}$$

$$B_r \geq 224090,68 \text{ cm}^2$$

$$B = 89,13 \text{ cm}$$

$b > a$, donc on prend des poteaux rectangulaires

Le choix pour RDC: **35x70**

Le choix des poteaux rectangulaires est fait dans le but d'avoir une grande inertie dans un sens

Choix des sections des poteaux centraux :

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux centraux.

niveau	NU	Br	a (cm)	b (cm)	Choix bxa
terrasse	316,400	16810,12	22,68	10,13	60x35
12 ^{ème}	625,192	33216,06	22,68	18,06	60x35
11 ^{ème}	928,334	49321,75	22,68	25,85	60x35
10 ^{ème}	1225,823	65127,19	22,68	33,49	60x35
9 ^{ème}	1517,662	80632,38	22,68	40,99	60x35
8 ^{ème}	1803,849	95837,31	22,68	48,34	60x35
7 ^{ème}	2084,385	110742,00	22,68	55,55	65x35
6 ^{ème}	2364,921	125646,68	22,68	62,76	65x35
5 ^{ème}	2645,457	140551,37	22,68	69,96	65x35
4 ^{ème}	2925,992	155456,05	22,68	77,17	70x35
3 ^{ème}	3206,528	170360,74	22,68	84,38	70x35
2 ^{ème}	3487,064	185265,42	22,68	91,59	70x35
1 ^{er}	3825,591	203251,15	22,68	100,28	70x35
RDC	4217,833	224090,68	27,72	89,13	70x35

Vérification au RPA :

R.P.A 2003 exige :

• $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III **Vérifiée**

• $\text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} = \frac{324}{20} = 16.2 \text{ cm}$ **Vérifiée**

(he est la hauteur entre nu d'étage)

• $1/4 < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 0.5 < 4$ **Vérifiée**

II.7.2. Poteau rive:

La surface d'influence :

$$\rightarrow S = 25.117 \text{ m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$\text{Plancher terrasse} \Rightarrow Q = 1 \times 17.3 = 17.3 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher courant et RDC} \Rightarrow Q = 1.5 \times 12 = 34.6 \text{ kN}$$

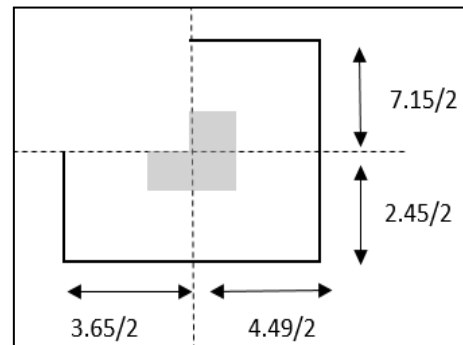


Figure II.9 : Surface revenant au poteau de rive

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.13 : Les charges d'exploitation de poteau rive.

Niveau des planchers	Qi (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q0	1	Q0	17.3	17,3
10 ^{ème}	Q1	1,5	Q0+ Q1	17.3	43,25
9 ^{ème}	Q2	1,5	Q0+0,95(Q1+ Q2)	17.3	66,60
8 ^{ème}	Q3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	17.3	87,36
7 ^{ème}	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	17.3	105,53
6 ^{ème}	Q5	1,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	17.3	121,1
5 ^{ème}	Q6	1,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	17.3	134,07
4 ^{ème}	Q7	1,5	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	17.3	147,05
3 ^{ème}	Q8	1,5	Q0+0,687(Q1+.....+Q8)	17.3	160,02
2 ^{ème}	Q9	1,5	Q0+0,667(Q1+.....+Q9)	17.3	173
1 ^{ère}	Q10	1,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	17.3	185,97
RDC	Q11	1.5	Q0+0,64(Q1+.....+Q11)	17.3	273,55

➤ **Charge permanente :**

Les résultats de la descente des charges du poteau rive sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : La descente des charges de poteau rive.

Etages	Eléments	G (kN)
terrasse	-Plancher terrasse : 17.3 x 7.03	121.619
	-poutre principal : 0.35× (0.6-0.25) ×4.8×25	14.7
	-poutre secondaire : 0.3×(0,4- 0.25)×4.07×25	4.57
	-Poteau : 0,35×0,35×(3.24 -0.6)×25	8.08
	-acrotère : (1.82 x 3.05) +0.42	5.97
	-mur : (2.81x1.825x3.09)+(2.81x1.225x3.09)	26.47
	Σ G=	181.409
(10;9;8 ;7;6 ;5;4;3;2) ème étage	-Plancher étage courant : 17.3 x 6.25	108.125
	-poutre principal : 0.35× (0.6-0.25) ×4.8×25	14.70
	-poutre secondaire : 0.3×(0,4- 0.25)×4.07×25	4.57
	-Poteau: 0,35×0,35×(3.24 -0.6)×25	8.08
	-mur : (2.81x1.825x3.09)+(2.81x1.225x3.09)	26.47
	Σ G=	161.945
1^{ère} étage	-Plancher étage courant : 17.3 x 6.25	108.125
	-poutre principal : 0.35× (0.6-0.25) ×4.8×25	14.70
	-poutre secondaire : 0.3×(0,4- 0.25)×4.07×25	4.57
	-Poteau: 0,35×0,35×(3.24 -0.6)×25	8.08
	-mur : (2.81x1.825x3.09)+(2.81x1.225x3.09)	26.47
	Σ G=	161.945
RDC	- Plancher étage courant : 17.3 x 6.25	108.125
	-poutre principal : 0.4× (0.6-0.25) ×4.8×25	14.70
	-poutre secondaire : 0.3×(0,4 0.2)×4.07×25	4.86
	- Poteau: 0,35×0,35×(3.96 -0.6)×25	10.26
	-mur : (2.81x1.825x3.61)+(2.81x1.225x3.81)	31.62
	Total	169.305

Tableau II.15 : La descente des charges permanentes (Poteau de rive).

Etage	Charge permanent de chaque Niveau	G cumulé
11	181,409	181,409
10	161,945	343,354
9	161,945	505,299
8	161,945	667,244
7	161,945	829,189
6	161,945	991,134
5	161,945	1153,079
4	161,945	1315,024
3	161,945	1476,969
2	161,945	1638,914
1	161,945	1800,859
RDC	169,305	1970,164

- **Choix des sections des poteaux rives :**

Pour poteau de RDC

On a :

$$a \geq \frac{lf}{10} = \frac{0.7 \cdot 396}{10} = 27.72 \text{ cm}$$

Avec :

$$\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2 ; \quad f_{bc} = 17 \text{ Mpa} ; \quad (A_s/B) = 0.01 ; \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5 Q = 3070,047 \text{ kN}$$

$$B_r \geq 163109,59 \text{ cm}^2$$

$$B = 66,43 \text{ cm}$$

$b > a$, donc on prend des poteaux rectangulaires

Le choix pour RDC : **35x55**

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : Choix des sections des poteaux rives.

niveau	NU	Br	a (cm)	b (cm)	Choix bxa
terrasse	270,852	14390,20	22,68	8,959	45x35
10 ^{ème}	528,403	28073,70	22,68	15,575	45x35
9 ^{ème}	782,061	41550,40	22,68	22,092	45x35
8 ^{ème}	1031,827	54820,29	22,68	28,509	45x35
7 ^{ème}	1277,700	67883,37	22,68	34,826	45x35
6 ^{ème}	1519,681	80739,65	22,68	41,042	45x35
5 ^{ème}	1757,769	93389,12	22,68	47,159	50x35
4 ^{ème}	1995,857	106038,59	22,68	53,276	50x35
3 ^{ème}	2233,946	118688,06	22,68	59,393	50x33
2 ^{ème}	2472,034	131337,54	22,68	65,509	55x35
1 ^{er}	2710,122	143987,01	22,68	71,626	55x35
RDC	3070,047	163109,59	27,72	65,417	55x35

Vérification au RPA :

R.P.A 2003 exige :

Vérification au RPA :

R.P.A 2003 exige :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30$ cm en zone III **Vérifier**

- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16.2$ cm..... **Vérifier**

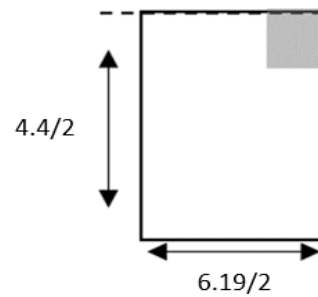
(h_e est la hauteur entre nu d'étage)

- $1/4 < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 0.63 < 4$ **vérifier**

II.7.3. Poteau d'angle :

La surface d'influence :

$$\longrightarrow S = 6.809 \text{ m}^2$$

**Figure II.10 : Surface revenant au poteau d'angle.****Surcharge d'exploitation**Plancher terrasse $\Rightarrow Q = 1 \times 6.809 = 6.809 \text{ kN}$ Plancher courant et RDC $\Rightarrow Q = 1.5 \times 6.809 = 10.213 \text{ kN}$

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.17 : Les charges d'exploitation de poteau d'angle.

Niveau des planchers	Qi (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Surface	Q (kN)
Terrasse	Q0	1	Q0	6.809	6,809
12 ^{ème}	Q1	1,5	Q0+ Q1	6.809	17,02
11 ^{ème}	Q2	1,5	Q0+0,95(Q1+ Q2)	6.809	26,28
10 ^{ème}	Q3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	6.809	34,38
9 ^{ème}	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.809	41,53
8 ^{ème}	Q5	1,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	6.809	47,66
7 ^{ème}	Q6	1,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	6.809	52,76
6 ^{ème}	Q7	1,5	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	6.809	57,87
5 ^{ème}	Q8	1,5	Q0+0,687(Q1+.....+Q8)	6.809	62,98
4 ^{ème}	Q9	1,5	Q0+0,667(Q1+.....+Q9)	6.809	68,09
3 ^{ème}	Q10	1,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	6.809	73,19
2 ^{ème}	Q11	1.5	Q0+0,64(Q1+.....+Q11)	6.809	78,30
1 ^{ère}	Q12	1.5	Q0+0,63(Q1+.....+Q12)	6.809	98,25
RDC	Q13	5	Q0+0,62(Q1+.....+Q13)	6.809	103.156

➤ **Charge permanente :**

Les résultats de la descente des charges du poteau d'angle sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.18 : La descente des charges de poteau d'angle.

Étages	Eléments	G(kN)
terrasse	-Plancher terrasse : 6.809 x 7.03	47.86
	-poutre principal : $0.35 \times (0.6-0.25) \times 2.92 \times 25$	8.942
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4- 0.52) \times 2.2 \times 25$	2.475
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.24 -0.6) \times 25$	8.085
	-acrotère : $(1.82 \times (3.095+2.2)) + 0.42$	10.056
	-mur : $(2.81 \times 2.2 \times 3.09) + (2.81 \times 3.09 \times 2.89)$	44.234
	Total	121.652
	G cumulé	121.652
(12 ;11;10 ;8 ;76;5;4;3;2) ème étage	-Plancher étage courant : 6.809 x 6.25	42.556
	-poutre principal : $0.35 \times (0.6-0.25) \times 2.92 \times 25$	8.942
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4 -0.25) \times 2.2 \times 25$	2.475
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.24 -0.6) \times 25$	8.085
	-mur : $(2.81 \times 2.2 \times 3.09) + (2.81 \times 3.09 \times 2.89)$	44.234
		Total
1^{ère} étage	-Plancher étage courant : 6.809 x 7.80	53.11
	-poutre principal : $0.4 \times (0.6-0.20) \times 2.92 \times 25$	10.22
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4 0.2) \times 2.2 \times 25$	3.3
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.24 -0.6) \times 25$	8.085
	-mur : $(2.81 \times 2.2 \times 3.09) + (2.81 \times 3.09 \times 2.89)$	44.234
		Total
RDC	-Plancher étage courant : 6.809 x 7.80	53.11
	-poutre principal : $0.4 \times (0.6-0.20) \times 2.92 \times 25$	10.22
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4 0.2) \times 2.2 \times 25$	3.3
	-Poteau: $0,35 \times 0,35 \times (3.96 -0.6) \times 25$	8.085
	-mur : $(2.81 \times 2.2 \times 3.81) + (2.81 \times 3.09 \times 3.61)$	54.94
		Total

Tableau II.19: La descente des charges permanentes (Poteau d'angle).

Etage	Charge permanent de chaque Niveau	G cumulé
11	181,409	181,409
10	161,945	343,354
9	161,945	505,299
8	161,945	667,244
7	161,945	829,189
6	161,945	991,134
5	161,945	1153,079
4	161,945	1315,024
3	161,945	1476,969
2	161,945	1638,914
1	161,945	1800,859
RDC	169,305	1970,164

- **Choix des sections des poteaux d'angles :**

Pour poteau de RDC

On a :

$$A \geq 27.72 \text{ cm}$$

Avec :

$$\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2 ; f_{bc} = 17 \text{ Mpa} ; (A_s/B) = 0.01 ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$Nu = 1.35G + 1.5 Q = 2235,93 \text{ kN}$$

$$Br \geq 118793,257 \text{ cm}^2$$

$$B = 48,19 \text{ cm}$$

$b > a$, donc on prend des poteaux rectangulaires

Le choix pour RDC : **40x35**

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.20 : Choix des sections des poteaux d'angles.

niveau	NU	Br	a (cm)	b (cm)	Choix bxa
terrasse	174,44	9268,079	22,68	6,48	35x35
12 ^{ème}	333,26	17705,787	22,68	10,56	35x35
11 ^{ème}	490,64	26067,525	22,68	14,61	35x35
10 ^{ème}	646,29	34337,015	22,68	18,60	35x35
9 ^{ème}	800,51	42530,536	22,68	22,57	35x35
8 ^{ème}	953,20	50642,661	22,68	26,49	35x35
7 ^{ème}	1104,35	58673,391	22,68	30,37	35x35
6 ^{ème}	1255,50	66704,121	22,68	34,26	35x35
5 ^{ème}	1406,66	74734,851	22,68	38,14	35x35
4 ^{ème}	1557,81	82765,581	22,68	42,02	40x35
3 ^{ème}	1708,97	90796,311	22,68	45,91	40x35
2 ^{ème}	1860,12	98827,041	22,68	49,79	40x35
1 ^{er}	2050,63	108948,537	22,68	54,68	40x35
RDC	2235,93	118793,257	27,72	48,19	40x35

Vérification au RPA :

R.P.A 2003 exige :

Vérification au RPA :

R.P.A 2003 exige :

• $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III **Vérifier**

• $\text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} = \frac{324}{20} = 16.2 \text{ cm}$ **Vérifier**

(he est la hauteur entre nu d'étage)

• $1/4 < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 0.58 < 4$**Vérifier**

II.8. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux, qui servent à contreventer la structure en reprenant les efforts horizontaux (les séismes, les vents, ...) , aussi ils sont conçus pour reprendre les efforts verticaux (les charges permanentes et d'exploitation).

Selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien) dans sa version de 2003, les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus ,l'épaisseur doit être déterminer en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité au extrémité .

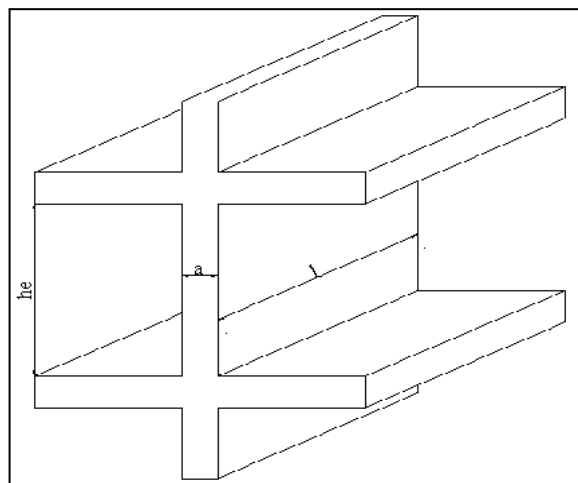


Figure II.11 : Coupe en plan et en élévation d'un voile.

Dans notre cas :

$$a_{min} \geq \max [15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20}]$$

Avec :

- h_e : Hauteur d'étage

- a_{min} : Epaisseur de voile

• **Pour le Sous sol :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = (2.88 - 0,6) = 2,28 \text{ m.} \\ a_{min} \geq \max(15 \text{ cm} ; 11.4 \text{ cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

• **Pour RDC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = (3,96 - 0,6) = 3.36 \text{ m} \\ a_{min} \geq \max(15 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 16.8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Pour étage courant :

$$h_e = (3,24 - 0,6) = 2,64 \text{ m}$$

$$a_{\min} \geq \max(15 \text{ cm} ; 13,2 \text{ cm}) \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

$$\rightarrow a = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

Pour les voiles nous adopterons une épaisseur de **20 cm** .

II.9. Conclusion :

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué ; et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites ; on adopte les dimensions suivantes qu'sont à la fois sécuritaire et économique.

- Plancher corps creux : **20+5.**
- Dalle pleine : **e=20cm.**
- Poutres principale (P.P) : **60x35 cm²**
- Poutres secondaires (P.S) : **40x30 cm²**
- poteaux centrales : **70x35 cm² / 65x35 cm² / 60x35 cm².**
- poteaux rives : **55x35 cm² / 50x35 cm² / 45x35 cm².**
- poteaux d'angles : **40x35 cm² / 35x35 cm² .**
- Voiles RDC et les étages courant : **e = 20cm**

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1 Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : élément principaux qui contribue aux contreventements directs, et élément secondaire qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objectif de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires tel que : planchers, escaliers, acrotère, balcon ...etc.

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 L'acrotère :

III.2.1 Définition :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est un élément non structural, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse.

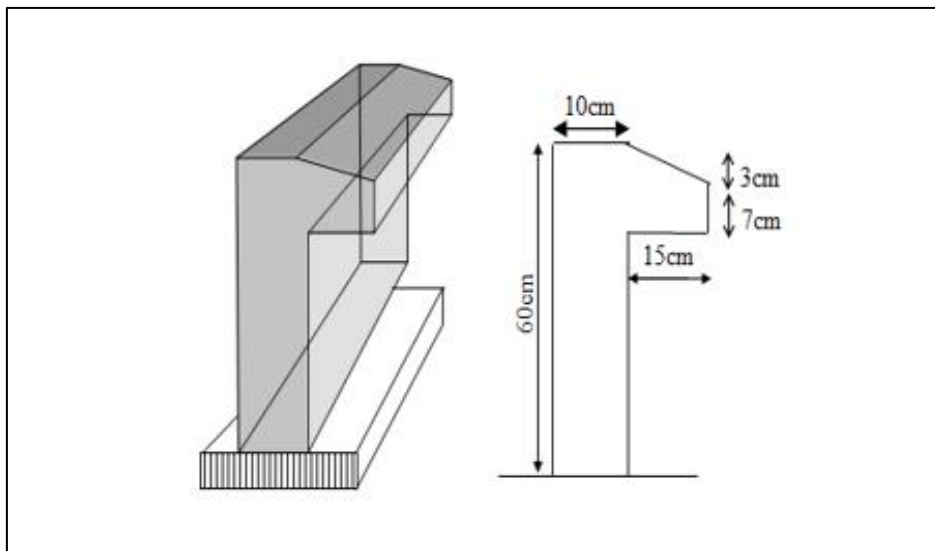


Figure III.1 : l'acrotère.

III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère

Le calcul se fait pour une bonde 1m de largeur dont les dimensions sont les suivant

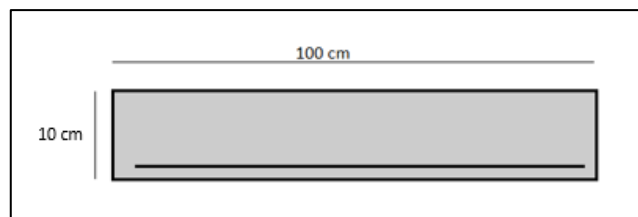


Figure III.2. : section de l'acrotère.

-Largeur : $b=100$ cm

-Hauteur : $h=60$ cm

-Epaisseur : $e=10$ cm

III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- Charge d'exploitation :

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

- Charge permanente :

$$S = [(0.6 \times 0.10) + \frac{1}{2} (0.15 \times 0.03) + (0.15 \times 0.07)] = 0.07275 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = 25 \times 0.007275 = 1.82 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{revêtement}} = 15 \times 0.02 \times (0.6 + 0.10) \times 2 = 0.42 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc } G_T = 2.24 \text{ kN/ml}$$

- L'action des forces horizontales Qh (Fp) :

Le RPA préconise une vérification de l'acrotère a la composante horizontale de la charge sismique donnée par :

l'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4.A.cp.W_p$ (Art 6.2.3)

Avec :

- **A** : 0,25 (zone III, groupe d'usage 2) coefficient d'accélération de zone.
- **CP** : 0,8 (élément en console) facteur de force horizontale
- **WP** : 2.24 kN (poids de l'acrotère) .
- **F** = max (Fp , Fq)

Fq : la poussée horizontale → $F_q = 100 \text{ kg/ml}$

→ **Fp** = 1.792 kN

$Q_u = \text{Max}(1.5Q ; F_p)$

$F_p = 1.792 \text{ kN}$

$1.5Q = 1.5 \text{ kN}$ → $Q_u = Q_h = 1.792 \text{ kN}$

Donc pour une bande de **1m** de largeur :

G = 2.24 kN/ml et **Q** = 1.792 kN/ml

III.2.2.2. Calcul des Les sollicitations :

Pour une bande de 1m

- **À l'état limite ultime (ELU) :**

Effort normal de compression : → $N_u = 1,35.G = 3.024 \text{ kN}$

Moment fléchissant : → $M_u = 1,5.Q.h = 1.61 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : → $V_u = 1,5.Q = 2.688 \text{ kN}$

- **À l'état limite de service (ELS) :**

Effort normal de compression : → $N_s = G = 2.24 \text{ kN}$

Moment fléchissant : → $M_s = Q.h = 1.075 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : → $V_s = Q = 1.792 \text{ kN}$

Tableau III.1 Calcul des sollicitations.

	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)
ELU	3.024	1.61	2.688
ELS	2.24	1.075	1792

III.2.2.3. Calcul de l'excentricité :

$$F_{c28} = 30\text{MPa} ; f_e = 500\text{MPa} ; e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.61}{3.024} = 0.532\text{ m} = 53.2\text{ cm}$$

$$d = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm} < e$$

→ donc la section est partiellement comprimée

Le centre de la section se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, la section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effort du moment M_f puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (en adopte un ferrailage symétrique)

-calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.61 + 3.024 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 1.70\text{ kN.ml}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1.70 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 80^2} = 0.0156 < \mu_r = 0.371 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont}$$

pas nécessaires ($A_{s'}=0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 79.392\text{ mm}$$

On a $\mu < 0.1$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{1.07 \times M_f}{\sigma_s \times d} = \frac{1.07 \times 1.70 \times 10^3}{435 \times 8} = 0.522\text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.522 - \frac{3.024}{100 \times 435} \times 10^3 = 0.452\text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} > \max \left[\frac{b \times h}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = [1; 0.883] = 1\text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A ; A_{s \min}) = 1\text{ cm}^2 \rightarrow : A_s = 4\text{HA8} = 2.01\text{ cm}^2$$

Espacement :

$$St < \min(3h, 33) = 30 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de réparation :**

$$Ar = \frac{Ap}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 : \rightarrow \text{on prend } \dots\dots\dots Ar = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$St < \min(4h ; 45) = 40 \text{ cm} : \rightarrow \text{on prend } \dots\dots\dots St = 20 \text{ cm}$$

III.2.2.4. Vérification a ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{2.688 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0336 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} < \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right) = \min(3 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0336 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Vérification des armatures transversale :**

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas les armature transversale si la condition suivant est vérifier :

$$\tau_u = 0.0336 \text{ MPa} < 0.05 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaire a condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution.

III.2.2.5. Vérification ELS :

$$M_{ser} = 1.075 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = 2.24 \text{ kN}.$$

$$e1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.075 \times 10^2}{2.24} = 47.99 \text{ cm}$$

$$e1 > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimé .

$$c = \frac{h}{2} - e1 = \frac{10}{2} - 47.99 = 42.99 \text{ cm}$$

le centre de pression se trouve a l'extérieure de la section calculer

$$Y_{ser} = Zc + C$$

$$P = -3c^2 + 90A \frac{(d-c)}{b} = -5452.179 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A \frac{(d-c)^2}{b} = 154199.72 \text{ cm}^3$$

Résolution de l'équation :

$$Z^3 + pZ + q = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = (154199.72)^2 + \frac{4 \times (-5452.179)^3}{27}$$

$$\Delta = -2.33 \times 10^8 < 0 \rightarrow \text{donc } \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} * \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times 154199.72}{2 \times (-5452.179)} \times \sqrt{\frac{-3}{-5452.179}}\right)$$

$$\varphi = 174.34^\circ$$

$$\alpha = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{5452.179}{3}} = 85.26$$

Nous avons 3 solution :

$$Z1 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45.03 \text{ cm}$$

$$Z2 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85.21 \text{ cm}$$

$$Z3 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 40.17 \text{ cm}$$

$$Y_{ser 1} = 2.04 \text{ cm}$$

$$Y_{ser 2} = -128.2 \text{ cm}$$

$$Y_{ser 3} = -2.82 \text{ cm}$$

On prend :

$$0 < y_{ser} = 2.04 \text{ cm} < d = 8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nAs (d-y)^2 = 1353.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Zc}{I} \times y_{ser} = \frac{2.24 \times 45.03}{1353.96} \times 2.04 = 0.151 \text{ kN/cm}^2 = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ cv}$$

- Etat limite d'ouvrage des fissure :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser} \times Z_c}{I} \times (d - y_{ser}) = 15 \times 0.07 \times (8 - 2.04) = 6.258 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 62.58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n} \cdot f_{t28}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 62.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc les armature calculer son convenable.

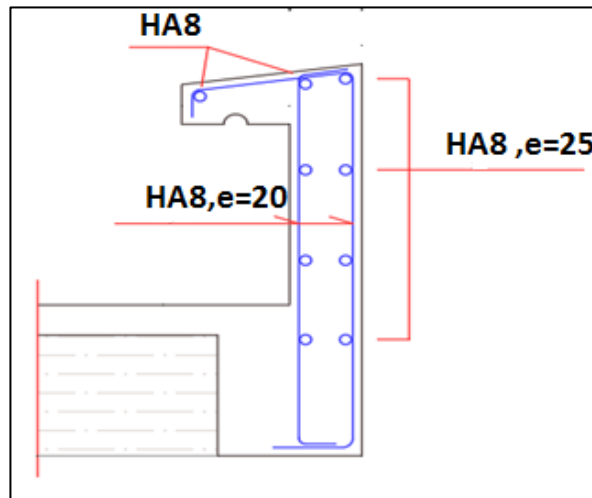


Figure III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Les escaliers :

III.3.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant la circulation entre les différents niveaux d'un immeuble.

Dans notre ouvrage, nous avons un escalier balancé composé de deux volées droite et une volée balancée pas de poutre palière, il relie entre les étages

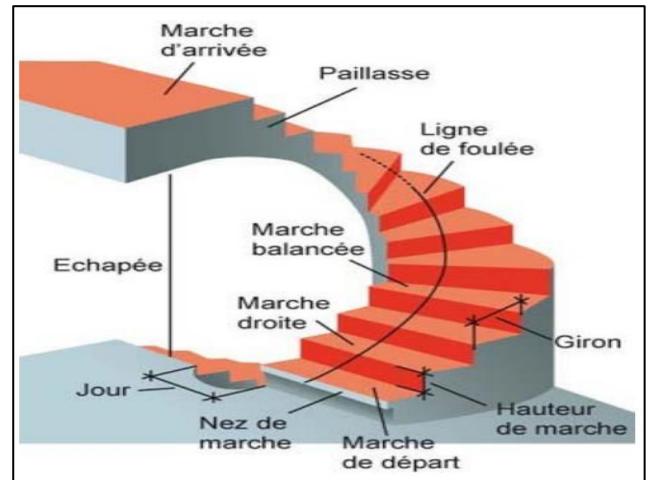


Figure III.4 : escalier balancé en 3D.

III.3.2 Prédimensionnement ;

- le nombre de contre marchen = 19.
- le nombre des marches(n-1) =18.

h : Hauteur de la contre marche.

g ; Largeur de la marche.

H : Longueur horizontale de la paillasse.

L : Hauteur verticale de la paillasse.

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

III.3.3 Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} 2h+g = 64 \text{ cm} \\ H = h \times n \longrightarrow h = \frac{H}{n} \\ L = (n-1) g \longrightarrow g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 59 < g+2h < 6 \\ 16 < h < 18 \\ 22 < g < 33 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 2h+g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

III.3.4 Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$L = 2.90 + 2.82 = 5.72 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 19.06 < e < 28.6$$

→ On prend donc l'épaisseur **e=20 cm**

III.3.5 Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L'} = \frac{162}{324} = 26.56^\circ$$

Résumé :
e=20 cm
h=17 cm
g = 30 cm
H horizontale = 5.71 m
$\alpha = 26,56^\circ$

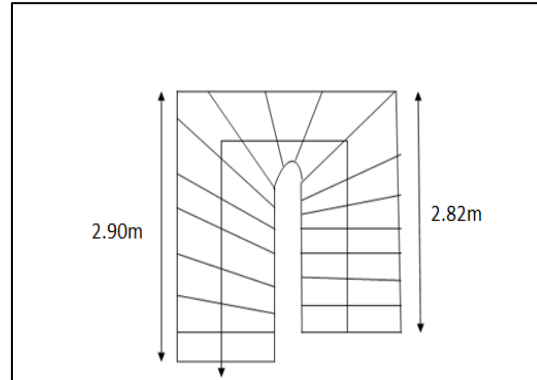


Figure III.5 : Vue en plan d'escalier.

III.3.6 Evaluation des charges :

Paillasse :

Tableau III.2. : évaluation des charges de paillasse.

-Poids propre de la paillasse	5.59
-Mortier de pose horizontale (e=2 cm)	0.02× 20 = 0.4
-Dalle de sol (e=2 cm)	0.02× 28 = 0.56
-Mortier de pose verticale (e=3 cm)	0.03× 20 = 0.6
-Dalle de sol (e=2 cm)	0.02× 28 = 0.56
-Poids propre de la marche	$\frac{22 \times 0.17}{2} = 1.87$
-Garde-corps	1
-Enduit en ciment	2× 0.18 = 0.36
$\Sigma G =$	10.94 kN/m²

Charge d'exploitationQ = 2,50 kN/m²

Schéma statique :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur.

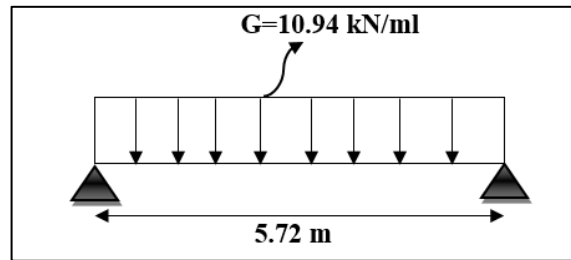


Figure III.6: chargement d'escalier.

- **Combinaison de charge :**

-ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1.35(10.94) + 1.5(2.5) = 18.52 \text{ kN/ml}$$

-ELS: $q_{ser} = G + Q$

$$q_s = 10.94 + 2.5 = 13.44 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des efforts interne :**

$$M = \frac{ql^2}{8} \rightarrow M_u = 75.75 \text{ kN.m} ; \quad M_s = 54.97 \text{ kN.m}$$

$$T = \frac{q \cdot l}{2} \rightarrow T_u = 52.97 \text{ kN.m} ; \quad T_s = 38.44 \text{ kN.m}$$

Remarque : Notre escalier est encastré partiellement à ses extrémités.

Donc : $M_{appui} = 0,3M_u^{max}$

$$M_{travée} = 0,95M_u^{max}$$

Charges Permanentes de la Paillasse :

Tableau III.3: Calcul des efforts internes de l'escalier balancé.

	M appuis	M travées (kN.m)	T max(kN)
ELU	22.722	71.953	52.97
ELS	16.491	52.22	38.44

III.3.7 Ferrailage d'escalier :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur et fissuration peu nuisible.

Pour le béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Pour l'acier (FeE500) : $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$. ; $b = 1 \text{ m}$ (ferrailage pour 1 ml) .

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} ; \quad \mu_r = 0.371$$

Tableau III.4: Ferrailage d'escalier.

section	M (Kn.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	71.95	0,130	oui	0	0.175	167.4	9.88	12HA12	13.57
Appui	22.72	0,041	oui	0	0.052	176.2	2.96	8HA8	4.02

- **Espacement des armature :**

- En travé :

$$\text{esp} < \frac{100}{12} = 8.33 \text{ cm} \quad \text{esp} = 8 \text{ cm}$$

- En appuis :

$$\text{esp} < \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} \quad \text{esp} = 12 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

➤ **En travé :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 3.39 \leq A_r \leq 6.785$

Choix :

—————→ **6HA10 = 4.71 cm²/ml avec : esp =17 cm**

➤ **En appuis :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.005 \leq A_r \leq 2.01$

Choix :

—————→ **4HA6 = 1.13 cm²/ml avec : esp =25 cm**

III.3.8 Vérification :**III.3.8.1 Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que :

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

$$A_s = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,4}{500}$$

➤ **En travée**

$$A_s = 13,57 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Sur appui**

$$A_s = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- **Contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant) :**

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$T_{U\max} = 52,97 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{52,97 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,294 < 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

- **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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si : } T_u - \frac{M_U}{0,9d} < 0 \quad \rightarrow \quad \text{les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction} \\ \text{si : } T_u - \frac{M_U}{0,9d} > 0 \quad \rightarrow \quad \text{il faut satisfaire la condition suivante } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_U}{0,9d}}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

$$T_u - \frac{M_U}{0,9d} = 52,97 \times 10^3 - \frac{22,72 \times 10^6}{0,9 \times 180} = 87,276 \times 10^3 \text{ MPA} < 0$$

→ (Les armatures ne sont Soumises à aucun effort de traction).

- **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_{U\max}}{bd} = 0,294 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

→ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.8.2 Vérification à l'E.L.S :

La vérification se fait d'après le " CBA 93 " .

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

• Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$$N = 15 ; c = c' = 2 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; l = 5.72 \text{ m} ; A_s' = 0$$

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

Tableau III.5 : Vérification à l'E.L.S pour l'escalier balancé.

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
travée	52.22	13.57	6.76	36013.2	9.80	18	244.47	250	Vérifiée
appui	16.491	4.02	4.09	3947.93	4.84	18	246.69	250	Vérifiée

• Vérification de la flèche

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

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

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

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0,56 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

$$\frac{13.57}{100 \cdot 18} = 0.0075 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{Mt}{10.M0} = 0.56 > 0.31 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

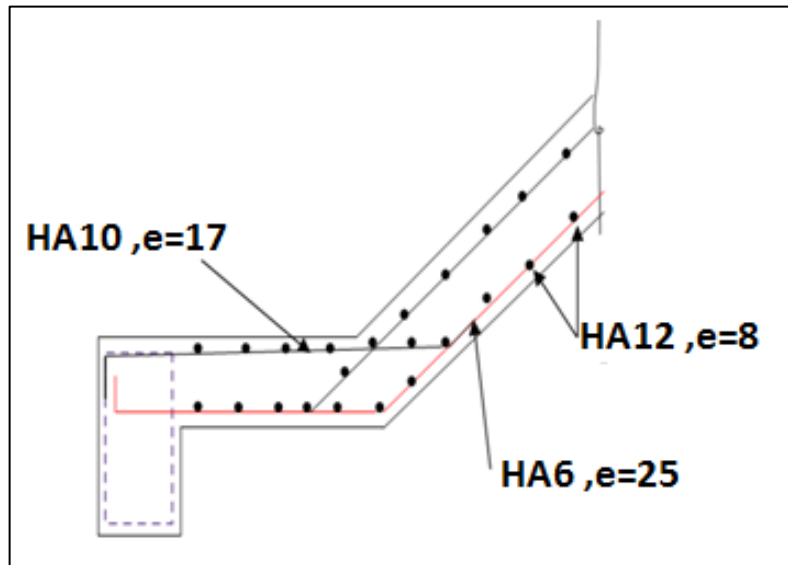


Figure III.7 : Ferrailage d'escalier.

III.4 Balcon :

III.4.1 Définition :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le balcon est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.

Il existe une grande diversité de balcons en béton armé : balcons isolés, balcons filants sur la longueur de la façade, balcons superposés, avec ou sans allège béton, avec ou sans retombée béton. Cette diversité conduit à des modes opératoires différents : balcon totalement coulé en place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué.

III.4.2 Ferrailage d'un balcon :

Le bâtiment étudié comporte à plusieurs types de balcon, et on généralisée le calcul par balcon rectangulaire comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

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

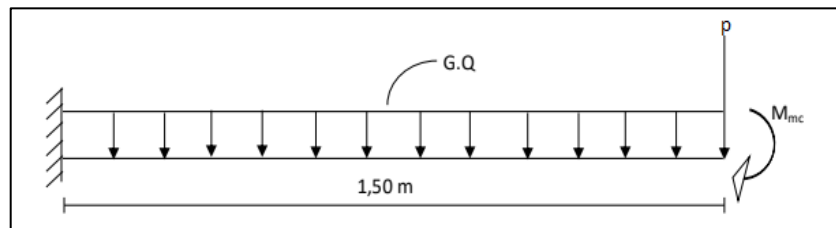


Figure III.8 : schéma statique de balcon.

III.4.2.1 Evaluation des charges

- Charge d'exploitation

$$Q=3.5 \text{ kN/m}^2$$

- Charge permanentes

1- Charge du balcon :

Tableau III.6 : évaluation des charges de balcon.

Dalle de sol	$0.02 \times 28 = 0.56$
Mortier de pose (e=2cm)	$0.02 \times 20 = 0.4$
Poids propre de la dalle (e=20cm)	$0.20 \times 25 = 5$
Enduit de ciment (e=2cm)	$0.02 \times 18 = 0.36$
Lit de sable (e=3cm)	$0.03 \times 18 = 0.54$
	G = 6.86 kN/m²

2- Charge concentré du garde-corps :

Tableau III .7 : charges permanents du panneau.

Poids du mur (brique e=10cm)	$9 \times 0.1 = 0.9$
Enduits de ciment (2×2cm)	$0.04 \times 18 = 0.72$
	$p = 1.62 \text{ kN/m}^2$

Pour une bande de 1m $\longrightarrow P \times 1\text{m} = 1.62 \text{ kN/ml}$

III.4.2.2 Combinaisons des charges :

- Charge réparties G et Q :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.86) + (1.5 \times 3.5) = 14.51 \text{ kN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 6.86 + 3.5 = 10.36 \text{ kN/ml}$

- Charge concentré :

- ELU : $p_u = 1.35p = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ kN/ml}$

- ELS : $p_s = p = 1.62 \text{ kN}$

-Moment due à la main courante :

$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ kNm}$

Tableau III.8 : combinaison des charges .

	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
q	14.51	10.36
P	2.18	1.62
M_{mc}	1.5	1

a) Calcul des efforts internes :

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

-Moment fléchissant $\rightarrow M_u = - \left(\frac{q}{2} L^2 + F.L + M_c \right)$

-Effort tranchant $\rightarrow Tu = ql + F$

Tableau III.9 : combinaison des charges.

	ELU	ELS
M(kN.m)	21.10	15.08
T (kN)	23.95	17.16

III.4.2.3 Calcul de ferrailage :

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

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$;

$f_e = 500\text{MPa}$

Tableau III.10 : ferrailage de balcon.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	$A_{s'}$ (cm ²)	α	Z	A_s calculé (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)	Esp (cm)
21.10	0.068	oui	0	0.088	130.23	3.72	7HA10	5.50	14

III.4.3 Vérification :

- **Espacement :**

$$St \leq \min \begin{cases} (3h ; 33\text{cm}) & \text{pour une charge répartie} \\ (2h ; 22\text{cm}) & \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} (33\text{cm}) \\ (22\text{cm}) \end{cases} \rightarrow St = 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \quad 1.375 \text{ cm} \leq A_r \leq 2.75 \text{ cm}$$

Le choix est de: **4HA8** = 2,01cm² ; avec : St=25cm

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} \quad \text{avec ;} \quad A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,5 \text{ cm}^2$$

III.4.3.1 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau u \leq \overline{\tau u}$

$$\overline{\tau u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right) = 4 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable}$$

$$\tau u = \frac{\tau_{\text{max}}}{bd} = \frac{23.95 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.177 \text{ MPa}$$

0.177 MPa ≤ 4 MPa → **Condition vérifiée .**

III.4.3.2 Vérification de l'E.L. S

• Vérification des contraintes du béton :

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

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}xy}}{I} \leq \sigma = 0.6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y-c') - n A_s (d-y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$$

Tableau III.11 : tableau des données.

B(cm)	h(cm)	d(cm)	d'(cm)	F_{c28}	F_e	F_{t28}	F_{bc}	n
100	15	13.5	1.5	30	500	2.4	17	15

Tableau III.12 : tableau des résultats.

M_{ser}	A_s	A_{s'}	y	I	σ_{bc}	σ̄_{bc}	Condition
15.08	5.50	0	3.96	9578.42	6.23	18	vérifier

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{\text{ser}} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 15.08 \times (135 - 37.2) \times 10^6}{9578.42} = 225.36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e = e 110 \sqrt{n} \times f_{tj}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

σ_{st} < σ̄_{st}..... Condition Vérifiée.

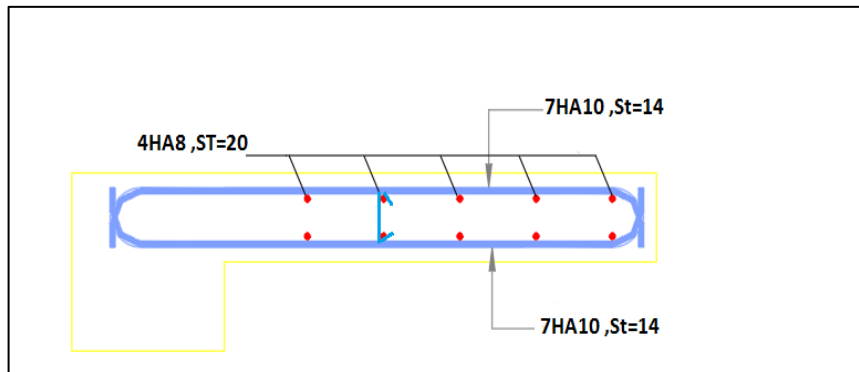


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.5 Les planchers :

III.5.1 Introduction :

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

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

III.5.2 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur 25cm.

III.5.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (**poutrelles**) et d'éléments de remplissage (**corps creux**) de dimension (**20x20x60**) cm³ avec une dalle de compression de **5** cm d'épaisseur.

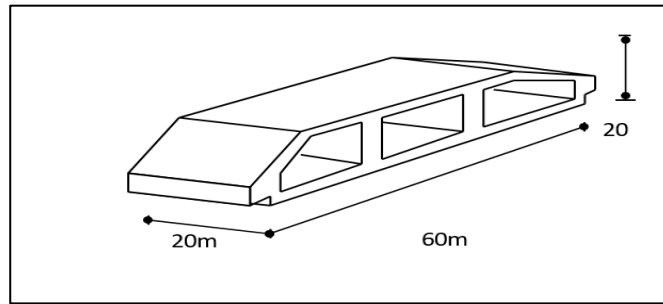


Figure III.10 : Schéma de Corps Creux.

a) Calcul des poutrelles :

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur du la dalle de compression

$$b_1 = b - b_0$$

Tel que :

L_X : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_Y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

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

$$b_0 = (0,4 ; 0,6). \quad h = (10; 15) \text{ cm.}$$

$$b_0 = 5 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} < \min \left(\frac{L_X}{2}; \frac{L_Y}{10} \right) \quad \longrightarrow \quad b < 2 \min \left(\frac{L_X}{2}; \frac{L_Y}{10} \right) + b_0$$

$$L_X = 60 \text{ cm} ; \quad L_Y = 500 \text{ cm}$$

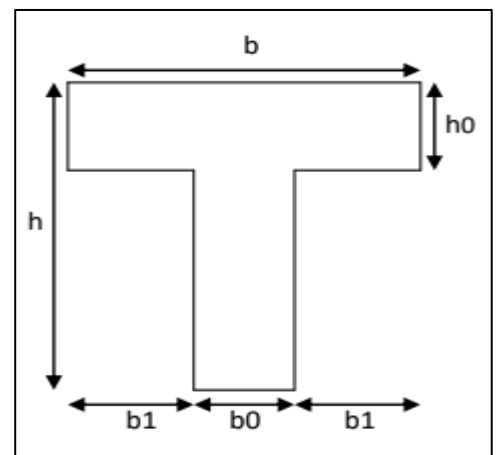


Figure III.11 : Schéma poutrelles.

$$b_1 < \min \left(\frac{20}{2}; \frac{500}{10} \right) = 30 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 30 + 15 = 75 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow b = 75 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm} ; b_1 = 30 \text{ cm} ; h_t = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm}$$

III.5.2.2 Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

$$\text{-A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \quad p_u = 0,60 \times q_u$$

$$\text{-A l'ELS : } q_s = G + Q \quad p_s = 0,60 \times q_s$$

Tableau III.13: Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (kN/m ²)	Pu (kN/ml)	qs (kN/m ²)	Ps (kN/ml)
Terrasse inaccessible	7.03	1,00	10,99	6,59	8.03	4,81
Etage d'habitation	6.25	1,50	10.68	6,40	7.75	4,65

III.5.2.3 Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les Moments : la Méthode forfaitaire, Méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM** ou bien en utilisant le logiciel **ETABS.V20** qui se base sur la Théorie des Eléments Finis. 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.
- Méthode de CAQUOT.
- Par le logiciel ETAPS 2020.

III.5.2.4 Les différents types de poutrelles :

On va généraliser avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

Type : poutrelles à 4 travées .

III.5.2.5 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.

➤ **1ere étape de calcul :****- avant coulage:**

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

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

• **Évaluation des charges et surcharges :****1. Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle $G = 0,15 \times 0,05 \times 25 = 0,1875 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux $G = 0,60 \times 0,25 \times 14 = 2,1 \text{ kN/ml}$

$$G = 2,28 \text{ kN/ml}$$

2. Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,60 \quad \rightarrow \quad Q = 0,60 \text{ kN/ml}$$

• **Combinaison des charges:**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,97 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,88 \text{ kN/ml}$

• **Calcul des Moments :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,97 \times 5^2}{8} = 12,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2,88 \times 5^2}{8} = 9 \text{ kN.m}$$

III.5.2.6 Ferrailage :

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

$M_u = 12,40 \text{ kN.m}$; $b = 15 \text{ cm}$; $h = 5 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 2,40 > \mu_r = 0,371 \quad \rightarrow \quad A_s' \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires. Il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{\max} = 1.00 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{3.97 \times 1^2}{8} = 0.496 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{0.496 \times 10^6}{150 \times 45^2 \times 17} = 0.096 < \mu_r = 0.371 \quad ; \quad A_{s'} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.126 \\ Z = 42.732 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{0.496 \times 10^6}{42.732 \times 435} = 0.27 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2\text{HA}10 \quad ; \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ 2ème 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 un élément en « Té ».

Évaluation des charges et surcharges :

- **Plancher terrasse :**

$$\text{Charge permanentes} \rightarrow G = 7.03 \times 0.60 = 4.21 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation} \rightarrow Q = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant :**

$$\text{Charge permanentes} \rightarrow G = 6.25 \times 0.60 = 3.75 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation} \rightarrow Q = 1.5 \times 0,60 = 0.9 \text{ kN/ml}$$

III.5.2.7 Combinaison des charges :

- **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.59 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 4.81 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant :**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.41 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 4.65 \text{ kN/ml}$

Conclusion : Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Poutrelles à 4 travées :

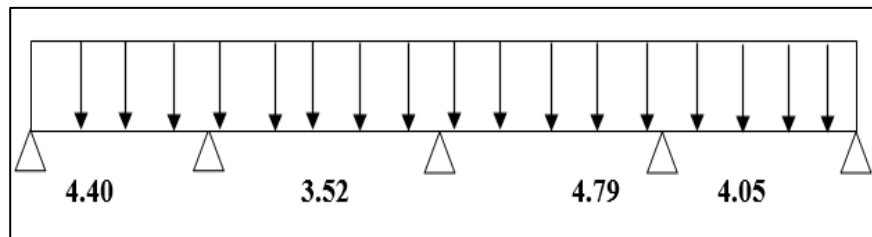


Figure III.12 : Schéma statique de la poutrelle à 4 travées.

III.5.2.8 Calcul des efforts internes :

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

Méthode utilisée : élément finis (ETAPS2020)

- **Diagrammes des Moments :**

ELU :



Figure III.13 : diagramme de moment fléchissant à ELU.

ELS :

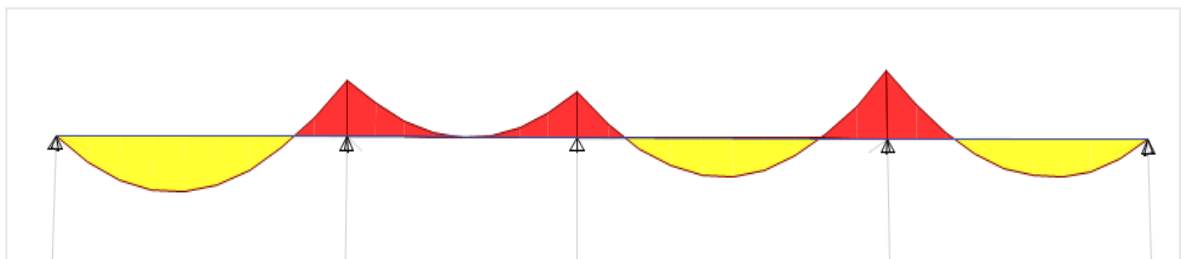


Figure III.14 : diagramme de moment fléchissant à ELS.

- Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

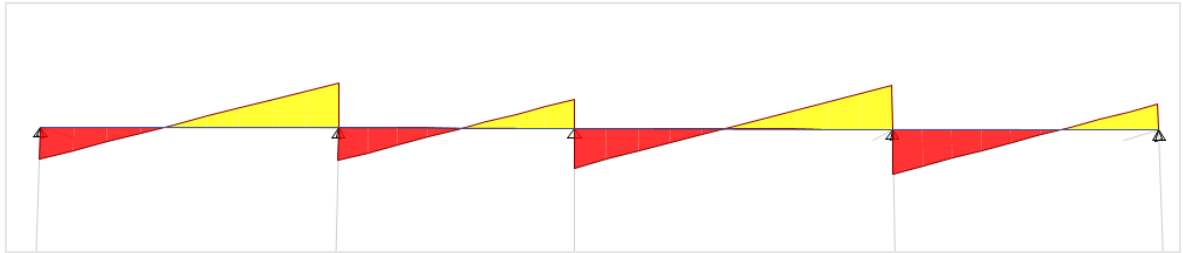


Figure III.15 : diagramme d'effort tranchant à ELU.

III.5.2.9 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Condition 1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au

Plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 $Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$

Terrasse :

$$Q = 0.6 \text{ kN/m}^2 < \{2 \times 4.218 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

$$Q = 0.6 \text{ kN/m}^2 < \{8.436 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes

Travées $\rightarrow \text{cv}$

Condition 3 :

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

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25 \rightarrow 0.8 < 1.18 < 1.25 \rightarrow \text{cv}$$

Condition 4 :

La fissuration est non préjudiciable $\rightarrow \text{cv}$

\rightarrow La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs

Remarque :

Si les quatre conditions sont vérifiées, il est toujours possible d'utiliser la méthode de Caquot minorée, qui conduira à un ferrailage mieux dimensionné que celui obtenu avec la Méthode forfaitaire.

III.5.2.10 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres travées on les a généralisées par le même calcul. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

- **ELU :**

$$M_{tu \text{ max}} = 10.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{au \text{ max}} = -13.709 \text{ kN.m}$$

- **ELS :**

$$M_{t_{ser} \text{ max}} = 7.889 \text{ kNm}$$

$$M_{a_{ser} \text{ max}} = -10.016 \text{ kNm}$$

Ferrailage en travée :

$$h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 75 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 22.5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPA} ;$$

$$F_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}.$$

Le calcul des sections en forme de « Té » 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.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 127.5 \text{ kN.m}$$

$$\text{On a : } M_{tu \text{ max}} < M_{tab}$$

→ 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×h) en flexion simple. D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.14 : calcul de ferrailage.

	MU	μ	α	Z (cm)	As'	As (cm ²)	Le choix	AS adopté (cm ²)
Travée	10.79	0.0167	0.0210	223.11	0	1.11	3HA10	2.36
Appuis	13.709	0.021	0.0265	222.615	0	1.41	3HA10	2.36

III.5.2.11 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{S_{\min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,863\text{cm}^2$$

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $Tu_{\max} = 16,7719 \text{ kN}$

On vérifie si : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{bd} = \frac{16.7719 \times 10^3}{750 \times 225} = 0.099 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv}$$

1- Vérifications à l'ELS :

$$M_{t_{\text{ser}}} \max = 7.889 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} \max = - 10.016 \text{ kN.m}$$

1-a 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.

1-b 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 :

- Il faut vérifier les deux conditions :

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} < \sigma_{st}$ —

-Position de l'axe neutre :

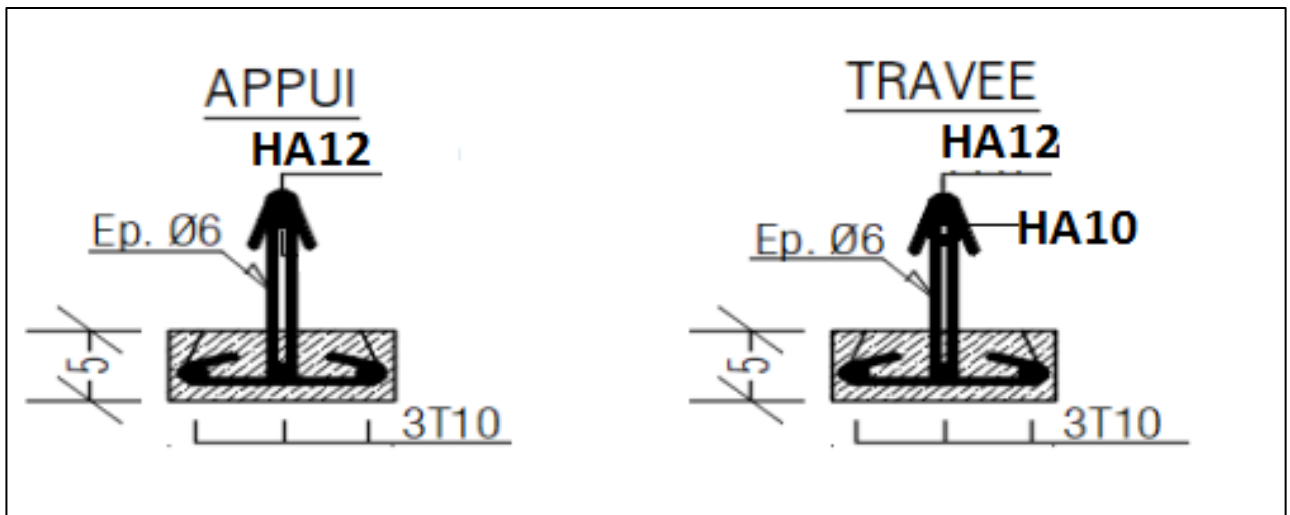
$$\frac{b}{2} y^2 + n As'(y - c') - nAs (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

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

Tableau III.15 : contraintes du béton.

	M_{ser} (Kn.m)	As (cm ²)	As'	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{st} MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Condition
Travée	7.889	2.36	0	0.50	18	155.56	250	Vérifier
Appuis	10.016	2.36	0	0.64	18	197.50	250	Vérifier

III.5.2.12 Schéma de ferrailage :**Figure III.16 : ferrailage des poutrelles.****III.5.2.13 Ferrailage de la dalle de compression :**

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

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

Si :

- L1 : Distance entre axes des poutrelles
- A1 : Armatures perpendiculaires (AP)
- A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \longrightarrow A_1 = \frac{4 \times L_1}{Fe} \\ L_1 \leq 50\text{cm} \longrightarrow A_1 = \frac{200}{Fe} \end{array} \right.$$

$Fe = 500 \text{ MPa}$ (acier rond lisse $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$)

On a : $L = 60 \text{ cm}$

on obtient $\rightarrow A_1 = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ cm}^2$

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

- **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_1}{4} < A_2 < \frac{A_1}{2} = 0,12 < A_2 < 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5\text{HA}6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

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

- **Schéma ferrailage de la dalle de compression :**

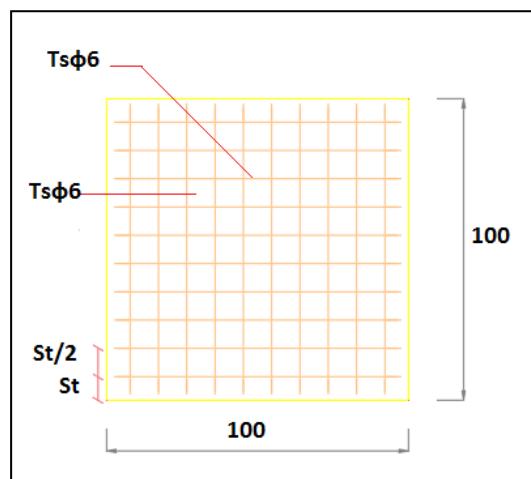


Figure III.17 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.5.3 Plancher en dalle pleine :

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

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

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

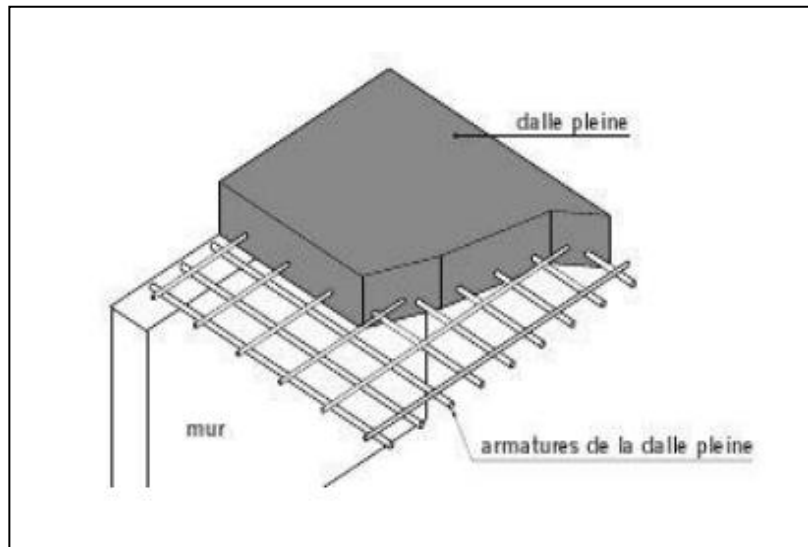


Figure III.18 : schéma de dalle pleine.

Calcul des dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

Dans notre structure, on a plusieurs formes des panneaux ont généralisée par ce Panneau

Panneau de la dalle sur 4 appuis (Panneau de rive)

$$\rho = L_x / L_y \quad \longrightarrow \quad 4.02 / 6.50 \quad \longrightarrow \quad 0.62 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens

III.5.3.1 Calcul des sollicitations :

ELU :

On a :

$$G = 7.80 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times 7.80 + 1.5 \times 1.5 = 12.78 \text{ kN.m}^2$$

$$\mu_x = 0,0794$$

$$\mu_y = 0,3205$$

$$M_x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0,0794 \times 12,78 \times 4,02^2 = 16,39 \text{ kN. m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,3205 \times 16,39 = 5,25 \text{ kN. m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m²

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

Travée :

$$M_{t,x} = 0,85M_x = 0,85 \times 16,39 = 13,93 \text{ kN m}$$

$$M_{t,y} = 0,85M_y = 0,85 \times 5,25 = 4,462 \text{ kN m}$$

Appui :

$$M_{a \text{ rive}} = -0,3 M_x = -0,3 \times 16,39 = -4,9177 \text{ kN m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = -0,5 M_x = -0,5 \times 16,39 = -8,195 \text{ kN m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml :

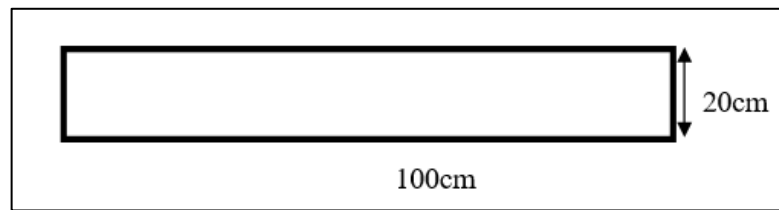


Figure III.19 : Section de la dalle pleine à ferrailier.

$$d = 18 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 20 \text{ cm} ; \quad F_e = 500 \text{ MPa} ; \quad F_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \quad f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Tableau III.16 : calcul de ferrailage.

	Mu (KNm)	μ	$\mu < \mu_r$	A's (cm ²)	α	Z Cm	AS _{cal} (cm ²)	AS _{adopté} (cm ²)	Choix
M_{tx}	13.93	0.025	oui	0	0.031	177.768	1.80	3.14	4HA10
M_{ty}	4.462	0.008	oui	0	0.010	179.28	0.57	3.14	4HA10
Ma_{rive}	4.917	0.009	oui	0	0.011	179.208	0.63	2.36	3HA10
Ma_{inter}	8.195	0.014	oui	0	0.017	178.776	1.05	2.36	3HA10

- **Vérification des espacements :**

$$\text{Esp} = \frac{100}{4} = 25 < st = \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée (sens principale)}$$

$$\text{Esp} = \frac{100}{3} = 33 < st = \min(4h ; 45) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée (sens secondaire).}$$

- **Vérification des diamètres des barres :**

$$\phi = 10 < \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$\phi = 8 < \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

III.5.3.2 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s_{\min}} \text{ avec : } A_{s_{\min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,987 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1,987 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1,987 \text{ cm}^2$$

} **Condition vérifié**

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus Défavorable c'est-à-dire :

$$T_x = \frac{pu \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{13.93 \times 4.02 \times 6.50}{2 \times 4.02 + 6.50} = 25.03 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{pu \times L_x}{3} = \frac{13.93 \times 6.50}{3} = 30.18 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = \max(T_x ; T_y) = 30.18 \text{ kN}$$

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \tau$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{30.18 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.167 < \overline{\tau} = 1.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv}$$

III.5.3.3 Vérifications à l'ELS :

$$G = 7.80 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 7.80 + 1.5 = 9.3 \text{ kN.m}^2$$

$$\mu_x = 0.0844$$

$$\mu_y = 0.4892$$

$$M_x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0.0844 \times 9.3 \times 4.02^2 = 12.68 \text{ kN m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.4892 \times 12.68 = 6.20 \text{ kN m}$$

III.5.3.4 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**Travée :**

$$M_{t,x} = 0,85M_x = 0,85 \times 12,68 = 10,778 \text{ kN m}$$

$$M_{t,y} = 0,85M_y = 0,85 \times 6,20 = 5,27 \text{ kN m}$$

Appui:

$$M_{a \text{ rive}} = -0,3 M_x = -0,3 \times 12,68 = -3,804 \text{ kN m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = -0,5 M_x = -0,5 \times 12,68 = -6,34 \text{ kN m}$$

- **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 :

Il faut vérifier les deux conditions :

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$

Tableau III.17 : contraintes du béton.

	M_{ser}	As	As'	y	I	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Condition
M_{t_x}	10.778	3.14	0	4.61	11710.39	4.24	18	CV
M_t	5.27	3.14	0	4.61	11710.39	2.07	18	CV
M_{a rive}	3.804	2.36	0	3.94	9036.76	1.65	18	CV
M_{a Inter}	6.34	2.36	0	3.94	9036.76	2.764	18	CV

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad ; \quad n=1,6$$

- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 10,778 \times 10^6 \times (180-46,1)}{11710,39 \times 10^4} = 184,85 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 5,27 \times 10^6 \times (180-46,1)}{11710,39 \times 10^4} = 90,38 \text{ MPa}$

- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 3.804 \times 10^6 \times (180-39.4)}{9036.76 \times 10^4} = 88.77 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 6.34 \times 10^6 \times (180-39.4)}{9036.76 \times 10^4} = 147.96 \text{ MPa}$
 $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv}$

III.5.3.5 Ferrailages des dalles pleines

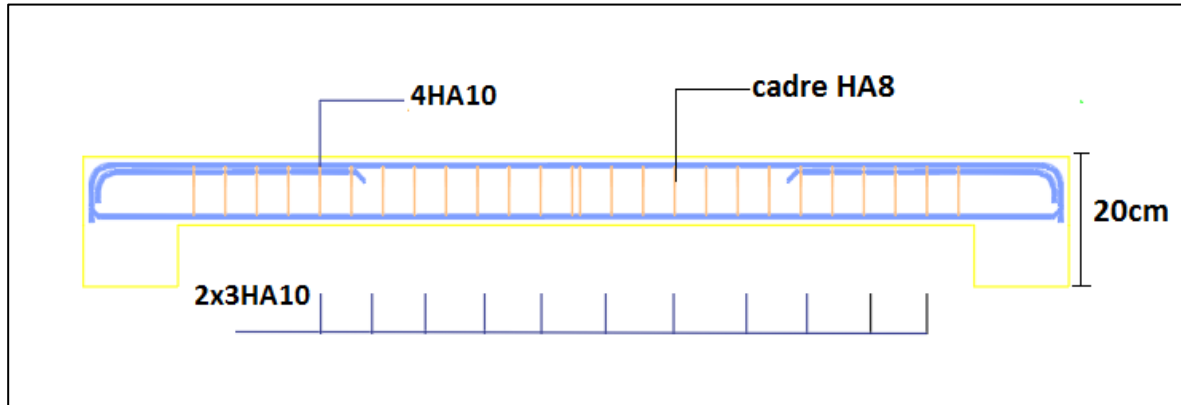


Figure III.20 : ferrailage dalle pleine.

Chapitre IV :

Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction :

Comme les tremblements de terre peuvent survenir à tout moment et causer des dommages humains et matériels considérables, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister à leurs secousses sismiques. Il est nécessaire de suivre scrupuleusement les recommandations des règlements parasismiques pour garantir une construction sûre et solide.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 20.0.0** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Etude sismique :

Pour mener une analyse dynamique, il est impératif de commencer par élaborer un modèle de calcul représentant la structure concernée. Ce modèle est ensuite intégré dans un programme de calcul dynamique pour déterminer les modes propres de vibration et les forces générées par l'activité sismique.

IV.2.1. Modélisation de rigidité :

Le processus de modélisation de la rigidité des éléments constituant le contreventement se déroule comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure ont été modélisés par un élément linéaire de type poutre (Frame) à deux nœuds et chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- À tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.2.3. Généralité sur le logiciel ETABS-20 :

l'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments s'autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

a) 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.

b) 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, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- | | | |
|-------------------|---|---|
| Zone III : | { | <ul style="list-style-type: none"> • Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. • Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. • Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 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.3.2. La méthode 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.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a) Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la 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 :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec..... (4-14) [1].}$$

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

b) Analyse spectrale :

- Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé 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 :

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

- **Représentation graphique du spectre de réponse :**

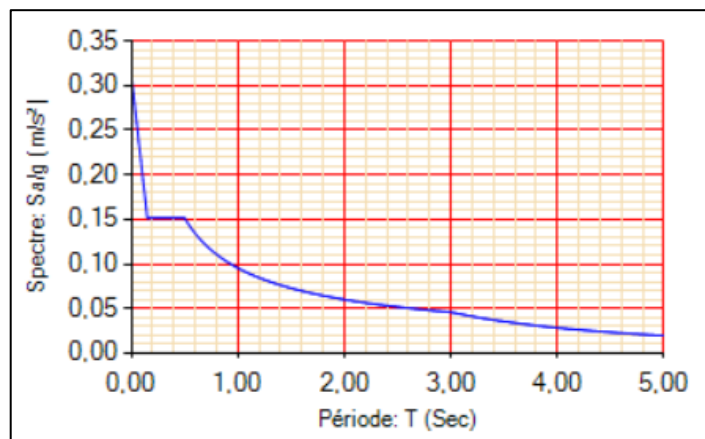


Figure IV.1 : représentation graphique Spectre de réponse.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par les « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des

valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

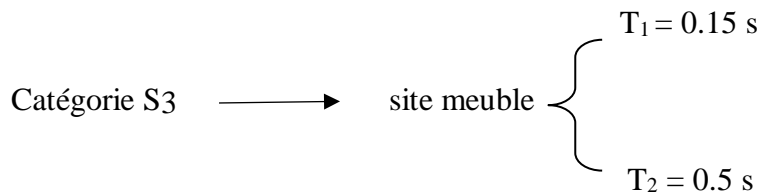
-groupe d'usage : **2**
 -zone sismique : **III** } \rightarrow **A=0.25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T_2}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de **RPA99/version 2003**.



Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où :

$$\xi = 7\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0,8819$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0.05$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **4.6 (R.P.A99)**.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 42,84 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 16.01 \text{ m} \\ D_y = 31.7 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(42,84)^{3/4} = 0,837 \text{ s}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x) $T_x = 0,09 \frac{42,84}{\sqrt{16,01}} = 0,96 \text{ sec}$

- Suivant la direction (y-y) $T_y = 0,09 \frac{42,84}{\sqrt{31,7}} = 0,685 \text{ sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,837; 0,96) = 0,837 \text{ sec.}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,837; 0,685) = 0,685 \text{ sec.}$

sens (x-x) : $\longrightarrow 1,3 T_x = 1,088$

sens (y-y) : $\longrightarrow 1,3 T_y = 0,89$

- Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}} \\ 1,3T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

- Calcul de D :
$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,83} \right)^{2/3} = 1,57 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,68} \right)^{2/3} = 1,81 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 V2003** en fonction du système de contreventement.

On a choisi un **R= 5 (mixte portique/voiles avec interaction)**

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

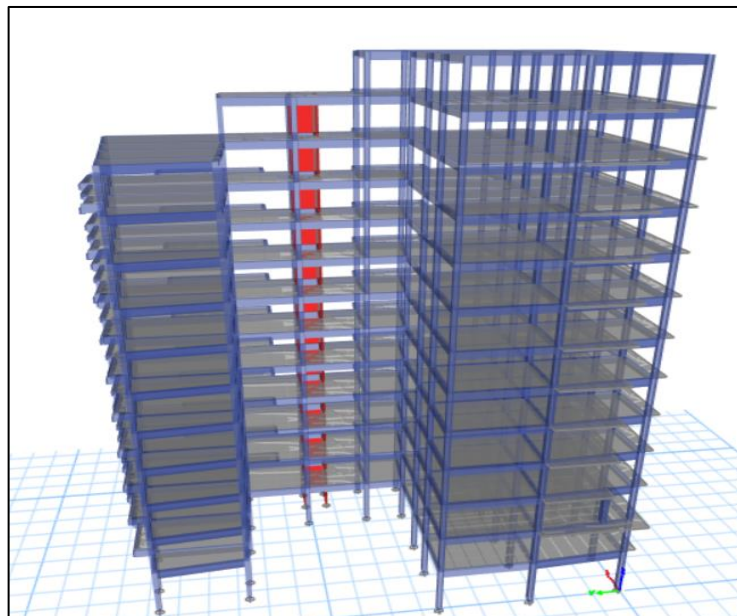
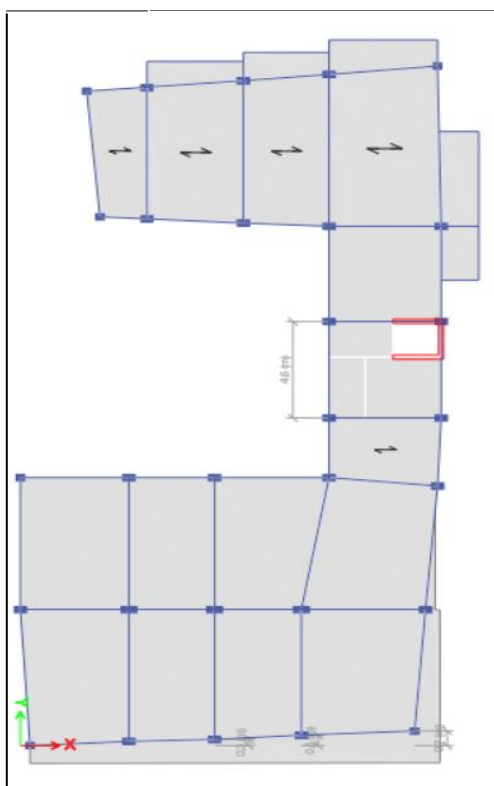
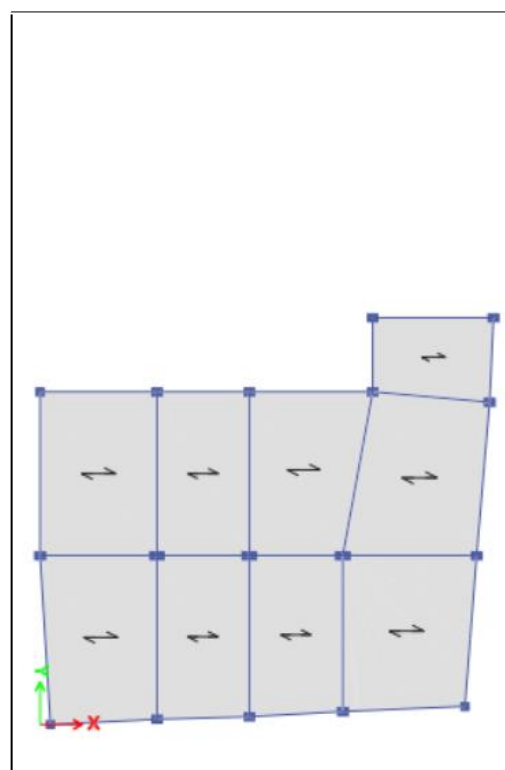
Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Pq	Observée (o/n)	Pq
		xx		yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

- $Q//xx = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0+0) = 1,15.$

- $Q//yy = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0+0) = 1,15.$

IV.4. Résultats de l'analyse sismique :**IV.4.1. Modèle initial :****Figure IV.2 : vue en 3D.****Figure IV.3 : vue en plan de RDC****Figure IV.4 : vue en plan du plancher terrasse (élévation R+12).**

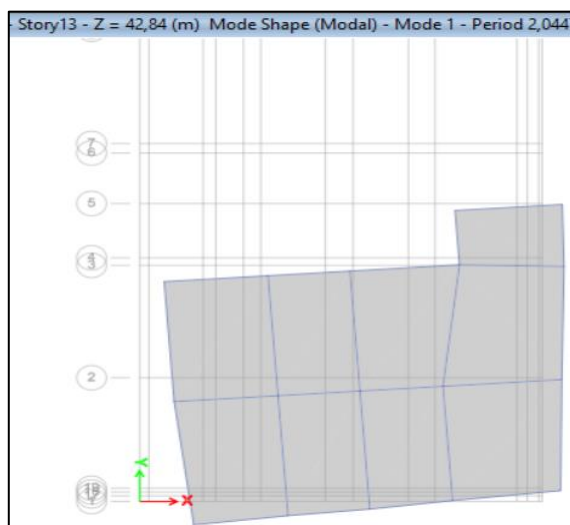
- **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

- Une période fondamentale :
- $T_f = 2.045 \text{ s} > 1.3 T_f(\text{RPA})_x = 1.088 \text{ s}$.
- $T_f = 1,753 \text{ s} > 1.3 T_f(\text{RPA})_y = 0,89 \text{ s}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

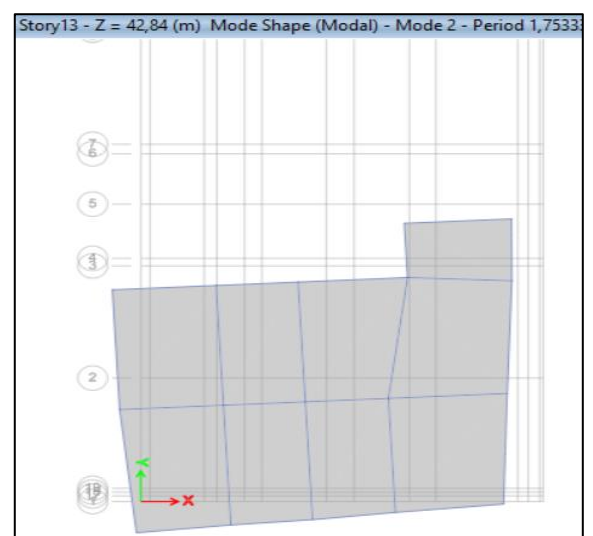
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	2,045	0,3235	0,126	0	0,3235	0,126	0
2	1,753	0,3504	0,3251	0	0,6739	0,451	0
3	1,507	0,0604	0,3207	0	0,7343	0,7717	0
4	0,684	0,0388	0,0283	0	0,7731	0,8	0
5	0,557	0,0782	0,0468	0	0,8513	0,8468	0
6	0,477	0,0138	0,0499	0	0,8651	0,8967	0
7	0,405	0,0175	0,0116	0	0,8826	0,9083	0
8	0,302	0,0173	0,0206	0	0,8998	0,9288	0
9	0,288	0,0172	0,0012	0	0,917	0,93	0
10	0,257	0,0119	0,0206	0	0,9289	0,9506	0
11	0,221	0,0002	0,0018	0	0,9291	0,9524	0
12	0,198	0,0176	0,0077	0	0,9467	0,9601	0

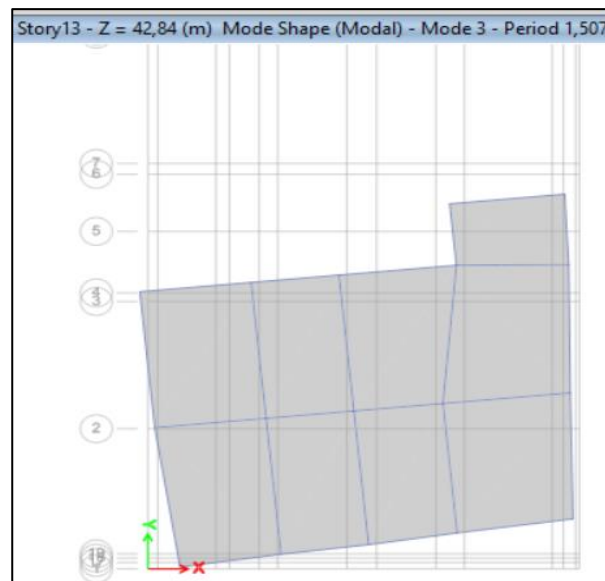
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode.

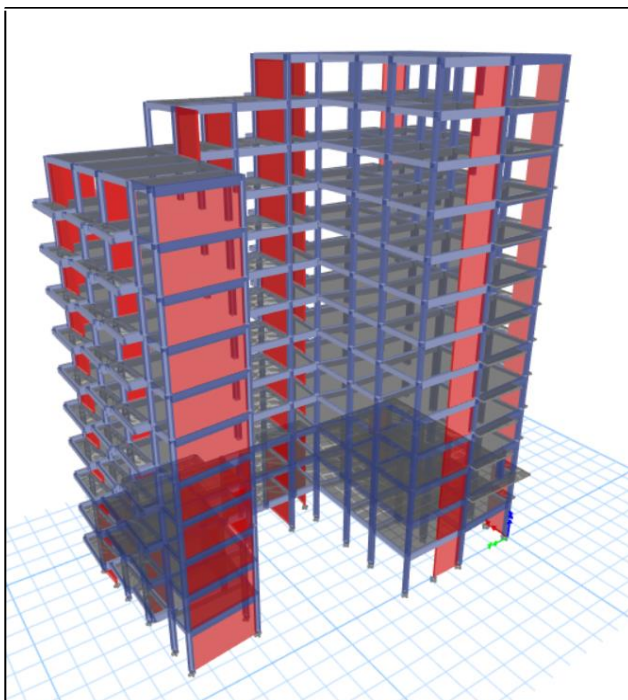
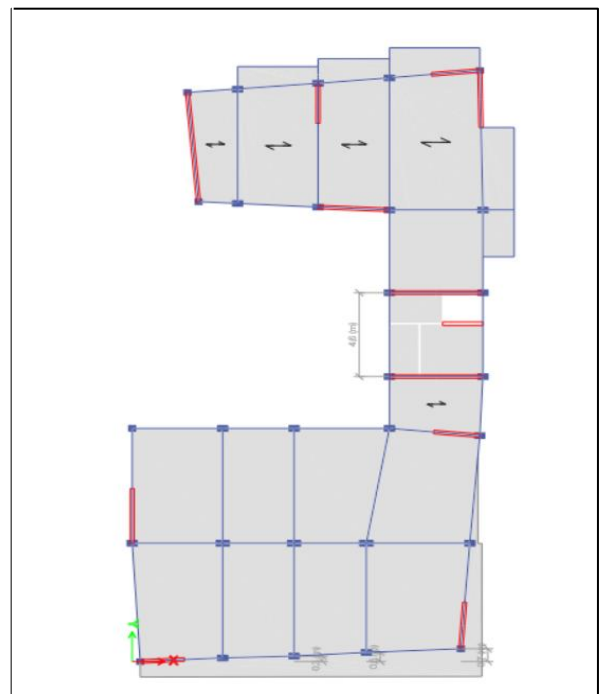


Le 2^{ème} mode.

Le 3^{ème} mode.**Figure IV.5 : les modes de déformation**

- Pour éviter le mode de torsion dans les modes, on doit rigidifier la structure. Les « **RPA99 version 2003** » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

IV.4.2. 2^{ème} modèle :

**Figure IV.6 : vue en 3D.****Figure IV.7 : vue en plan du RDC.**

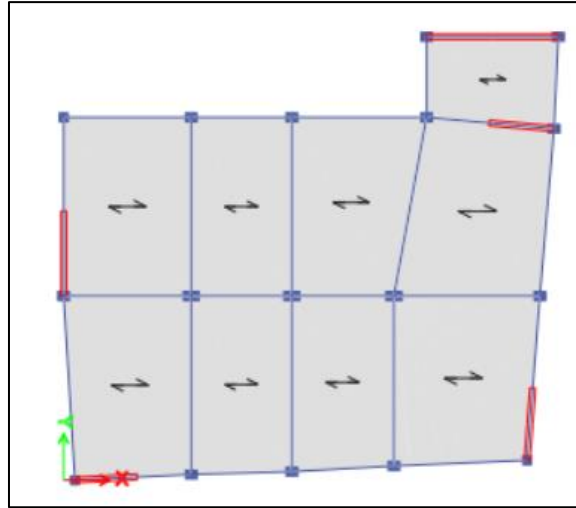


Figure IV.8 : vue en plan du plancher terrasse (élévation R+12).

• **Caractéristiques dynamique propres du deuxième modèle :**

- Une période fondamentale :
- $T_f = 1,509 \text{ s} > 1.3 T_f (\text{RPA})_x = 1.088 \text{ s}$.
- $T_f = 1,162 \text{ s} > 1.3 T_f (\text{RPA})_y = 0,89 \text{ s}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.

Tableau IV.3 : Participation massique du modèle deux.

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,509	0,4137	0,0152	0	0,4137	0,0152	0
2	1,162	0,001	0,6713	0	0,4147	0,6865	0
3	0,999	0,2549	0,0096	0	0,6695	0,6961	0
4	0,411	0,0819	0,008	0	0,7515	0,7041	0
5	0,31	0,005	0,1488	0	0,7564	0,8529	0
6	0,255	0,0811	0,0001	0	0,8376	0,853	0
7	0,197	0,0368	0,0064	0	0,8744	0,8594	0
8	0,154	0,0036	0,0485	0	0,878	0,9079	0
9	0,123	0,0018	0,0088	0	0,8798	0,9167	0
10	0,114	0,0498	0,0003	0	0,9296	0,917	0
11	0,098	0,0032	0,0287	0	0,9328	0,9457	0
12	0,087	0,001	0,0002	0	0,9328	0,9459	0

- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

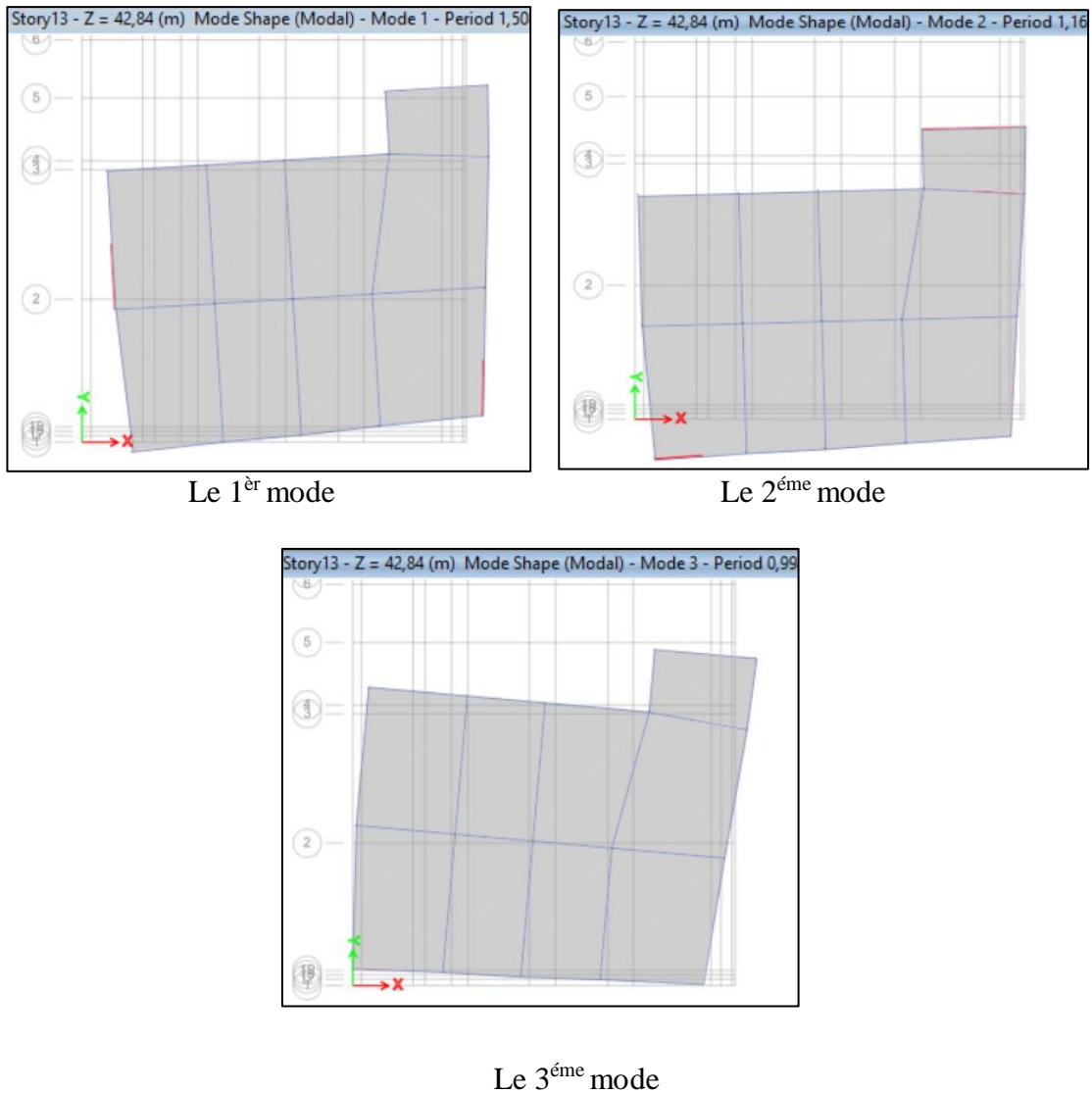


Figure IV.9 : les modes de déformation.

Remarque : Après plusieurs tentatives de modélisation de cette structure, nous n'avons pas parvenu à trouver un modèle qui peut vérifier toutes les conditions. Suite à cela nous avons procédé à une modification des dimensions et de la forme des poteaux (voir tableau IV. 4)

Tableau IV.4 : Dimensions des poteaux adopté.

Étage	Elément	Section (cm ²)
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} étage	poteau	45 × 45
7 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Poteau	50 × 50
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	Poteau	55 × 55
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	Poteau	60 × 60
RDC et 1 ^{er} étages	Poteau	65 × 65

IV.4.3. Modèle final :

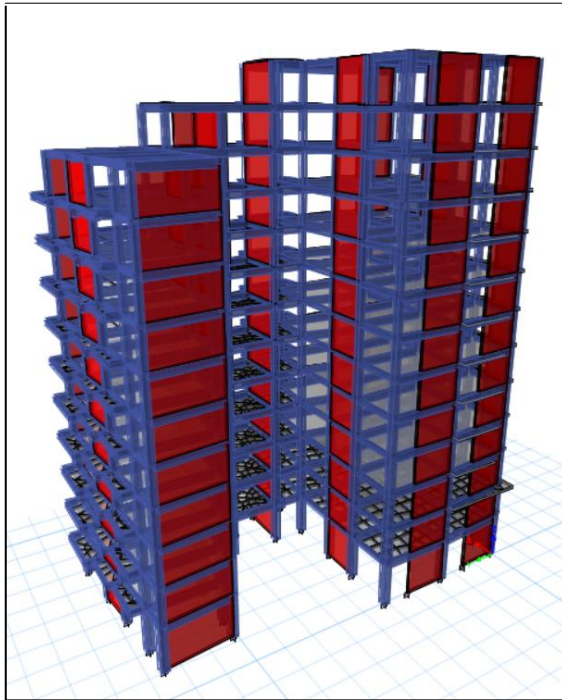


Figure IV.10 : vue en 3D.

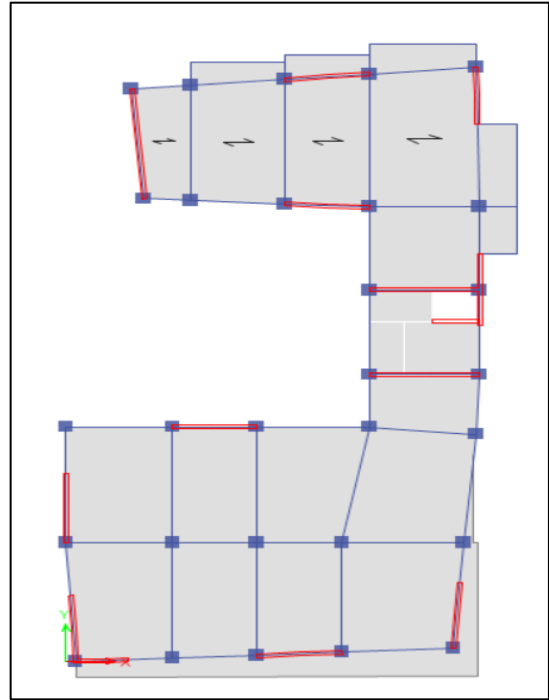


Figure IV.11 : vue en plan du RDC.

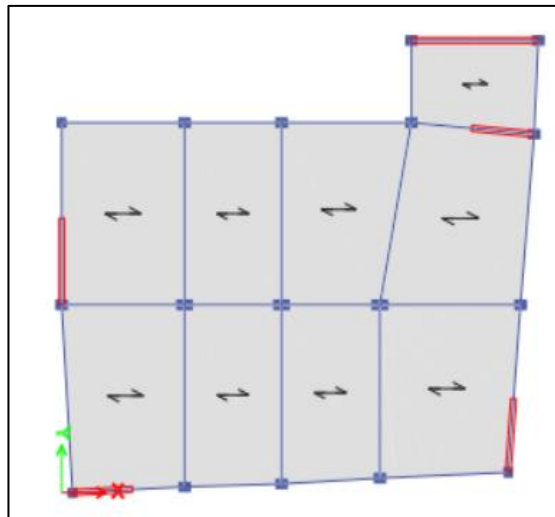


Figure IV.12 : vue en plan du plancher terrasse (élévation R+12).

- **Caractéristiques dynamique propres du deuxième modèle :**

IV.4.3.1 vérification de la période :

- $T_f = 0,995 \text{ s} < 1.3 T_f (\text{RPA})_x = 1.088 \text{ s.} \longrightarrow$ vérifiée.
- $T_f = 0,883 \text{ s} < 1.3 T_f (\text{RPA})_y = 0,89 \text{ s.} \longrightarrow$ Vérifiée.

IV.4.3.2 vibration et la participation des masses :

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9 ème mode.

Tableau IV.5 : Participation massique du modèle final.

Mode	Période _(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,995	0,536	0,0017	0	0,536	0,0017	0
2	0,883	0,0013	0,6711	0	0,5373	0,6728	0
3	0,788	0,116	0,00000772	0	0,6533	0,6729	0
4	0,265	0,0597	0,0601	0	0,713	0,7329	0
5	0,238	0,0685	0,1033	0	0,7815	0,8362	0
6	0,201	0,0602	0,007	0	0,8416	0,8432	0
7	0,127	0,0113	0,0451	0	0,853	0,8883	0
8	0,109	0,0383	0,023	0	0,8912	0,9113	0
9	0,092	0,0272	0,001	0	0,9184	0,9123	0
10	0,078	0,0039	0,031	0	0,9223	0,9433	0
11	0,065	0,0218	0,0062	0	0,9441	0,9495	0
12	0,058	0,0122	0,0002	0	0,9563	0,9497	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

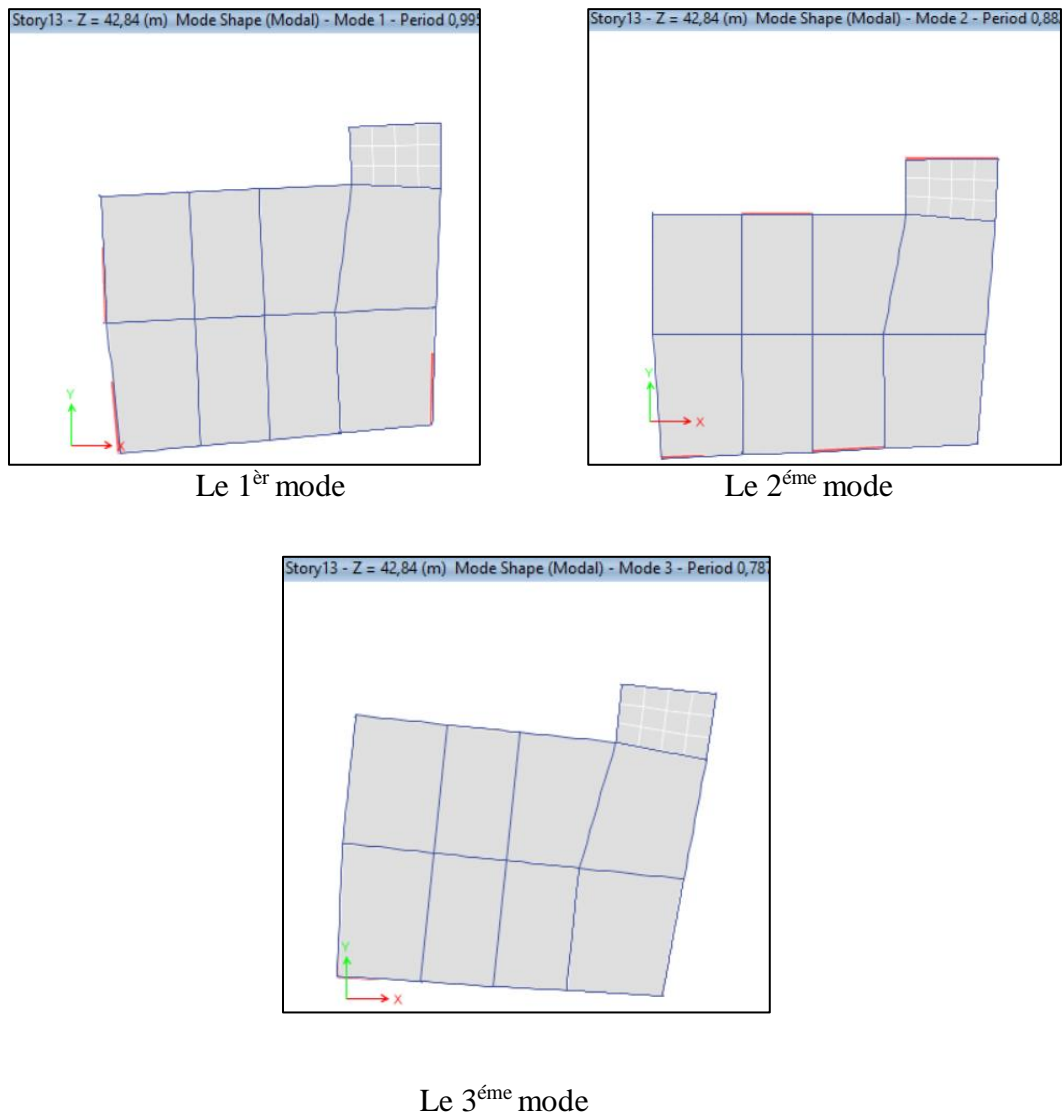


Figure IV.13 : les modes de déformation.

IV.4.3.3 Vérification des conditions du facteur de comportement R

- **Justification des voiles sous charges verticales :**

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (structure 4a selon **RPA99** version 2003) le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à 5 ; néanmoins il y a lieu de vérifier que :

- Les voiles reprennent au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Tout fois, en zone sismique III, les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'efforts tranchant d'étage

Effort normal à ELS :

- Voiles :

$$- V_{\text{ELS}} = \frac{E_{\text{voiles}}}{E_{\text{Totale}}} < 20 \% \dots\dots \text{vérifié.}$$

$$- V_{\text{ELS}} = \frac{E_{\text{voiles}}}{E_{\text{Totale}}} = \frac{32901,7}{81282,7} = 0,40 \Rightarrow 40 \% > 20 \% \dots\dots \text{non vérifié.}$$

Remarque :

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc il faut changer le facteur de comportement $R=3,5$.

→ Dans ce modèle on diminue le coefficient de comportement **$R=3,5$**

IV.4.3.4 Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente est donné par :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids total de la structure :

W égale à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (D'après RPA 99, article 4-5, page 33).

$\beta = 0,2$ (usage habitation)

- **Résultantes des forces sismiques :**

$$W = 73079,574 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 6270,227 \text{ kN} \rightarrow 0,8V_x = 5016,18 \text{ kN} \\ V_y = 7234,878 \text{ kN} \rightarrow 0,8V_y = 5787,90 \text{ kN} \end{cases}$$

Il faut que : $V_{\text{dynamique}} \geq 0,8 \times V_{\text{statique}}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismique.

	$V_{\text{dynamique}} \text{ (kN)}$	$0,8 \times V_{\text{statique}}$	Observation
Sens x-x	5492,426	5016,18	Vérifiée
Sens y-y	5789,934	5787,90	Vérifiée

Le rapport $r = \frac{0,8V_s}{V_{\text{dyn}}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} r_x = \frac{5016,18}{5492,426} = 0,91 \quad \text{vérifiée.} \\ r_y = \frac{5787,90}{5789,934} = 0,99 \quad \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

IV.4.3.5 Vérification des déplacements inter étage :

Selon l'article 4.43 du RPA99 le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_k$.

δ_k : Déplacement du aux forces sismiques F_i y compris l'effort de torsion.

R : Coefficient de comportement de la structure (**R = 3.5**) .

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} .$$

Ce déplacement (ΔK) ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements selon x-x.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	ΔK (cm)	ΔK_{adm} (cm)	observation
13	5,264	26,324	1,7045	3,24	vérifiée.
12	4,924	24,62	2,2975	3,24	vérifiée.
11	4,464	22,322	2,4035	3,24	vérifiée.
10	3,983	19,919	2,487	3,24	vérifiée.
9	3,486	17,432	2,5415	3,24	vérifiée.
8	2,978	14,890	2,542	3,24	vérifiée.
7	2,469	12,485	2,4955	3,24	vérifiée.
6	1,970	9,853	2,377	3,24	vérifiée.
5	1,495	7,476	2,1955	3,24	vérifiée.
4	1,056	5,280	1,9285	3,24	vérifiée.
3	6,704	3,352	1,5775	3,24	vérifiée.
2	0,354	1,774	1,1315	3,24	vérifiée.
1	0,128	0,643	0,643	3,96	vérifiée.

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements selon y-y.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	ΔK (cm)	ΔK_{adm} (cm)	observation
13	3,224	16,124	1,322	3,24	vérifiée.
12	2,960	14,801	1,325	3,24	vérifiée.
11	2,695	13,476	1,274	3,24	vérifiée.
10	2,440	12,202	1,356	3,24	vérifiée.
9	2,169	10,846	1,429	3,24	vérifiée.
8	1,883	9,417	1,469	3,24	vérifiée.
7	1,589	7,947	1,490	3,24	vérifiée.
6	1,291	6,457	1,458	3,24	vérifiée.
5	0,999	4,999	1,393	3,24	vérifiée.
4	0,721	3,606	1,260	3,24	vérifiée.
3	0,469	2,345	1,067	3,24	vérifiée.
2	0,255	1,278	0,799	3,24	vérifiée.
1	0,095	0,479	0,479	3,96	vérifiée.

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

→ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans ce modèle

IV.4.3.6 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA 99/V2003 [5] Art : 7.1.3.3 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 : \text{l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.}$$

B : l'aire de la section transversale du poteau. $f_{c28} = 30,00 \text{ MPa}$

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveau	b (cm)	h (cm)	BC (cm ²)	N (kN)	ν	observation
13	450	450	202500	253682,5	0,0418	vérifiée.
12	450	450	202500	460254,9	0,0758	vérifiée.
11	450	450	202500	698148,5	0,1149	vérifiée.
10	450	450	202500	939761,7	0,1547	vérifiée.
9	450	450	202500	1188292,5	0,1956	vérifiée.
8	500	500	250000	1444997,6	0,1927	vérifiée.
7	500	500	250000	1706243,2	0,2275	vérifiée.
6	550	550	302500	1976146,9	0,2178	vérifiée.
5	550	550	302500	2249811,5	0,2479	vérifiée.
4	600	600	360000	2531287,7	0,2344	vérifiée.
3	600	600	360000	2814449,3	0,2606	vérifiée.
2	650	650	422500	3243821,9	0,2559	vérifiée.
1	650	650	422500	3688178,8	0,2910	vérifiée.

IV.4.3.7 Vérification de l'effet P-Delta :

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 :

$$\theta = \frac{PK \Delta K}{VK hk} \leq 0,10 \quad \text{RPA99 version 2003}$$

Avec :

pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k :

$$PK = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

VK : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δk: Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

hk: Hauteur d'étage 'k'

Tableau IV.10 : Vérification de l'effort P-Δ dans le sens x-x.

Niveau	hk (m)	Vk (kN)	ΔK (cm)	pk (kN)	θ	observation
13	3,24	650,25	1,778	2909,694	0,0246	vérifiée.
12	3,24	1329,913	2,368	6908,4656	0,0380	vérifiée.
11	3,24	1989,7154	2,479	12419,811	0,0478	vérifiée.
10	3,24	2592,9522	2,570	18307,385	0,0560	vérifiée.
9	3,24	3115,2136	2,636	24194,959	0,0632	vérifiée.
8	3,24	3558,811	2,651	30185,548	0,0694	vérifiée.
7	3,24	3943,215	2,622	36176,138	0,0743	vérifiée.
6	3,24	4288,6568	2,527	42281,493	0,0769	vérifiée.
5	3,24	4585,1174	2,352	48386,848	0,0766	vérifiée.
4	3,24	4825,299	2,087	54604,458	0,0729	vérifiée.
3	3,24	5030,6313	1,731	60835,861	0,0646	vérifiée.
2	3,24	5238,5217	1,259	68222,171	0,0506	vérifiée.
1	3,96	5356,2158	0,705	75493,849	0,0251	vérifiée.

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.

Niveau	hk (m)	Vk (kN)	ΔK (cm)	pk (kN)	θ	observation
13	3,24	604,3489	1,392	2909,694	0,0207	vérifiée.
12	3,24	1261,8608	1,498	6908,4656	0,0253	vérifiée.
11	3,24	1973,3993	1,578	12419,811	0,0307	vérifiée.
10	3,24	2663,7776	1,447	18307,385	0,0307	vérifiée.
9	3,24	3257,1544	1,491	24194,959	0,0342	vérifiée.
8	3,24	3763,2475	1,541	30185,548	0,0382	vérifiée.
7	3,24	4208,0437	1,574	36176,138	0,0418	vérifiée.
6	3,24	4602,2345	1,568	42281,493	0,0445	vérifiée.
5	3,24	4934,3617	1,509	48386,848	0,0457	vérifiée.
4	3,24	5199,5796	1,377	54604,458	0,0446	vérifiée.
3	3,24	5412,1152	1,177	60835,861	0,0409	vérifiée.
2	3,24	5599,9519	0,895	68222,171	0,0337	vérifiée.
1	3,96	5693,8898	0,530	75493,849	0,0217	vérifiée.

→ les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

IV.5. CONCLUSION :

- La disposition des voiles qui nous a donnés les meilleures résultats vis-à-vis les exigences imposées par RPA99
- Toutes les conditions exigées par RPA99/2003 sont satisfaites après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement.
- Les voiles reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3.5$).
- Une satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique a été remarquée malgré les difficultés de régularité en plan et en élévation .

Chapitre V :

Ferrailage des éléments résistants

V.1 Introduction :

Le présent chapitre consiste à calculer le ferraillage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis les différentes sollicitations.

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2 Ferraillage des poteaux :

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	$F_{c28}(\text{MPa})$	σ_{bc}	γ_s	Fe(MPa)	σ_s
durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

V.2.1 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon CBA 93 :**

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

- **Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right.$$

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})

Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après les **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 :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{en zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement (Z.R)}$$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.2 Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferraillage des sections.

- **Situation durable :**
 - Combinaison → **1,35G+1,5Q**
 - **(N^{max}, M^{corr}) :**

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux carrés situation durable (N^{max}, M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13)^{ème}	45×45	-72.69	-20.82	0	0.28	18.23
(6 ;7)^{ème}	50×50	-317.72	-16.45	0	0	22.5
(4 ;5)^{ème}	55×55	-519.13	-13.89	0	0	27.23
(2 ;3)^{ème}	60×60	-746.28	-9.461	0	0	32.4
RDC ;(1^{er})	65×65	-961.076	-4.219	0	0	38.025

- **(M^{max}, N^{corr}) :**

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux carrés situation durable (M^{max}, N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	M ^{max} (kN.m)	N ^{corr} (kN)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13)^{ème}	45×45	138.24	-508.188	2.89	0	18.23
(6 ;7)^{ème}	50×50	144.69	-1127.68	0	0	22.5
(4 ;5)^{ème}	55×55	140.45	-1570.08	0	0	27.23
(2 ;3)^{ème}	60×60	123.30	-2052.27	0	0	32.4
RDC ;(1^{er})	65×65	150.9	-2736.4	0	0	38.025

➤ (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13) ^{ème}	45×45	-1489.48	-31.93	0	0	18.23
(6 ;7) ^{ème}	50×50	-2129.03	-29.68	0	0	22.5
(4 ;5) ^{ème}	55×55	-2789.9	-25.69	0	0	27.23
(2 ;3) ^{ème}	60×60	-3505.74	-27.17	0	0	32.4
RDC ;(1 ^{er})	65×65	-4672.34	-11.821	0	0	38.025

• **Situation accidentelle :**

- Combinaison → **G+Q+E**

➤ (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\max} (kN.m)	M^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13) ^{ème}	45×45	-53.36	-15.24	0	0.17	18.23
(6 ;7) ^{ème}	50×50	-233.37	-12.04	0	0	22.5
(4 ;5) ^{ème}	55×55	-381.48	-10.170	0	0	27.23
(2 ;3) ^{ème}	60×60	-548.65	-6.932	0	0	32.4
RDC ; (1 ^{er})	65×65	-707.48	-3137	0	0	38.025

➤ (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13) ^{ème}	45×45	100.58	-372.71	1.23	0	18.23
(6 ;7) ^{ème}	50×50	105.183	-825.74	0	0	22.5
(4 ;5) ^{ème}	55×55	102.03	-1149.60	0	0	27.23
(2 ;3) ^{ème}	60×60	89.61	-1502.84	0	0	32.4
RDC ;(1 ^{er})	65×65	107.73	-1998.04	0	0	38.025

➤ (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N _{min} (kN)	M _{cor} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13) ^{ème}	45×45	-1087.70	-23.31	0	0	18.23
(6 ;7) ^{ème}	50×50	-1554.03	-21.65	0	0	22.5
(4 ;5) ^{ème}	55×55	-2042.64	-18.72	0	0	27.23
(2 ;3) ^{ème}	60×60	-2558.197	-19.618	0	0	32.4
RDC ;(1 ^{er})	65×65	-3391.9	-8.36	0	0	38.025

- Combinaison → **0.8G+E**

➤ (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13)^{ème}	45×45	-39.20	-10.86	0	0.11	18.23
(6 ;7)^{ème}	50×50	-172.45	-8.62	0	0	22.5
(4 ;5)^{ème}	55×55	-283.16	-7.28	0	0	27.23
(2 ;3)^{ème}	60×60	-409.04	-5.002	0	0	32.4
RDC ;(1^{er})	65×65	-534.11	-2.594	0	0	38.025

➤ (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.9 : Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13)^{ème}	45×45	-757.76	-16.175	0	0	18.23
(6 ;7)^{ème}	50×50	-1077.44	-14.94	0	0	22.5
(4 ;5)^{ème}	55×55	-1413.18	-12.79	0	0	27.23
(2 ;3)^{ème}	60×60	-1768.29	-11.98	0	0	32.4
RDC ;(1^{er})	65×65	-2216.77	-4.297	0	0	38.025

➤ (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.10 : Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13) ^{ème}	45×45	67.31	-217.38	1.07	0	18.23
(6 ;7) ^{ème}	50×50	69.76	-591.61	0	0	22.5
(4 ;5) ^{ème}	55×55	67.14	-823.06	0	0	27.23
(2 ;3) ^{ème}	60×60	59.28	-1077.34	0	0	32.4
RDC ;(1 ^{er})	65×65	-60.30	-1492.58	0	0	38.025

V.2.3 Choix des armatures :

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.

Niveau	Section cm ²	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ max}}$ (Z.C)	$A_{s \text{ max}}$ (Z.R)	Choix (cm ²)	$A_{s \text{ adobpté}}$ (cm ²)
(8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13) ^{ème}	45×45	2.89	18.23	6.075	12.15	12HA16	22.62
(6 ;7) ^{ème}	50×50	0	22.5	7.5	15	4HA20+8HA16	22.62
(4 ;5) ^{ème}	55×55	0	27.23	9.07	18.15	4HA20+8HA16	30.79
(2 ;3) ^{ème}	60×60	0	32.4	10.8	21.6	12HA16	32.67
RDC ;(1 ^{er})	65×65	0	38.02	12.37	25.35	20HA16	40.21

V.2.4 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 admissibles données par :

• Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser} \times y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e = e 110 \sqrt{n} \times f_{tj})) = 250 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = 0,8 \times \zeta_s$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- $(N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr})$:

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux $(N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr})$.

Niveau	Section n (cm ²)	N ^{max} (cm ²)	M ^{corr} (kN.m)	AS _{adopté} (cm ²)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(8 ;9 ;10 ; 11;12 ;13) éme	45×45	-53.36	-15.24	22.62	11	250	1.33	18	Cv
(6 ;7) éme	50×50	-233.3	-12.04	22.62	15.6	250	1.11	18	Cv
(4 ;5) éme	55×55	-381.4	-10.17	30.79	17.3	250	1.19	18	Cv
(2 ;3) éme	60×60	-548.6	-6.932	32.67	19.5	250	1.32	18	Cv
RDC ; (1 ^{er})	65×65	-707.4	-3.137	40.21	20.1	250	1.34	18	Cv

- $(M_{ser}^{max}, N_{ser}^{corr})$:

Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux $(M_{ser}^{max}, N_{ser}^{corr})$.

Niveau	Section (cm ²)	M ^{max} (kN.m)	N ^{corr} (kN)	AS _{adopté} (cm ²)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(8 ;9 ;10 ; 11;12 ;13) éme	45×45	100.58	-372.7	22.62	73.5	250	5.99	18	Cv
(6 ;7) éme	50×50	105.18	-825.7	22.62	79.6	250	5.91	18	Cv
(4 ;5) éme	55×55	102.03	-1149.6	30.79	71.8	250	5.15	18	Cv
(2 ;3) éme	60×60	89.610	-1502.8	32.67	69.2	250	4.85	18	Cv
RDC ; (1 ^{er})	65×65	107.73	-1998.0	40.21	73.8	250	5.12	18	Cv

- $(N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr})$:

Tableau V.14 : Vérifications des contraintes pour les poteaux $(N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr})$.

Niveau	Section (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	A _S adopté (cm ²)	σ _s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(8 ;9 ;10 ; 11;12 ;13) éme	45×45	- 1087.7	-23.31	22.62	71.6	250	4.96	18	Cv
(6 ;7) éme	50×50	- 1554.0	-21.65	22.62	81.6	250	5.56	18	Cv
(4 ;5) éme	55×55	- 2042.6	-18.72	30.79	82.5	250	5.58	18	Cv
(2 ;3) éme	60×60	- 2558.1	-19.61	32.67	88.1	250	5.93	18	Cv
RDC ; (1^{er})	65×65	- 3391.9	-8.36	40.21	95.1	250	6.36	18	Cv

V.2.5 Vérification de l'effort Tranchant :

- **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 :

Il faut vérifier que :

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

Où

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 (d = h-c) .

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\overline{\tau_u}$ égale à :

Selon le BAEL 91 :

$\overline{\tau_u} = \min (0.13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_u} = \min (0.10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver2003 :

$$\overline{\tau_u} = \rho d.f_{c28}$$

$\rho d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{a}$

λ : L'élancement géométrique du poteau

l_f : Longueur du flambement du poteau.

a : Dimension de la section droite du poteau.

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	τ_u MPa	τ_u MPa	λg	ρd	$\overline{\tau_u}^{\text{RPA}}$ MPa	$\overline{\tau_u}^{\text{BAEL}}$ MPa	Vérifié
(8 ;9 ;10 ; 11;12 ;13) éme	45×45	93.34	0.51	3.78	0.04	1.2	3	Cv
(6 ;7) éme	50×50	92.36	0.41	4.53	0.04	1.2	3	Cv
(4 ;5) éme	55×55	90.26	0.33	4.12	0.04	1.2	3	Cv
(2 ;3) éme	60×60	80.56	0.24	3.78	0.04	1.2	3	Cv
RDC ; (1^{er})	65×65	94.50	0.24	4.26	0.04	1.2	3	Cv

V.2.6 Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit

- **Selon CBA 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St < \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t < \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_t \right) \\ \frac{At f_e}{b St} > \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

At : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

Øt : Diamètre des armatures transversales.

Øl : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon les RPA99 version 2003 :**

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a Tu}{h f_e}$$

Avec :

At : Section d'armatures transversales.

St : Espacement des armatures transversales.

Tu : 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.

ρ_a = 2,5.....si λ_g ≥ 5

ρ_a = 3,75.....si λ_g < 5

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

St ≤ 10cm.....Zone nodale (zone III).

$St < \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\varnothing\right)$ Zone courante (zone III).

\varnothing_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{At}{St.b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 3 \end{array} \right.$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes

$$\text{Si : } 3 < \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500\text{MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.

Niveau	Section	Barres	\varnothing (mm)	ST	
				Zone nodale	Zone courante
(8 ;9 ;10 ; 11;12 ;13) éme	45×45	12HA16	16	10	16
(6 ;7) éme	50×50	4HA20+ 8HA16	16 et 20	10	20
(4 ;5) éme	55×55	4HA20+ 8HA16	16 et 20	10	20
(2 ;3) éme	60×60	12HA16	16	10	16
RDC ;(1^{er})	65×65	20HA16	16	10	16

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

niveau	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	Tu ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	Choix	As (cm ²)
(8;9;10;11 ;12;13) ^{ème}	45×45	2.268	3.78	3.75	93.34	N	10	1.55	6HA8	3.02
						C	16	2.4	6HA8	3.02
(6 ;7) ^{ème}	50×50	2.268	4.53	3.75	92.36	N	10	1.38	4HA8	3.02
						C	20	2.7	6HA8	3.02
(4 ;5) ^{ème}	55×55	2.268	4.12	3.75	90.26	N	10	1.23	6HA8	3.02
						C	20	2.4	6HA8	3.02
(2 ;3) ^{ème}	60×60	2.268	3.78	3.75	80.56	N	10	1	6HA8	3.02
						C	16	1.61	6HA8	3.02
RDC ; 1 ^{er}	65×65	2.772	4.26	3.75	94.50	N	10	1.09	6HA8	3.02
						C	16	1.74	6HA8	3.02

V.2.7 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Øl en zone III.

- Ø = 25mm.....L_r = 125cm
- Ø = 20mm.....L_r = 100cm
- Ø = 16mm.....L_r = 80cm
- Ø = 14mm.....L_r = 70cm
- Ø = 12mm.....L_r = 60cm

V.2.8 Ferraillage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par

$$A_s > \left(\frac{N_u}{a} - \frac{Br.fc28}{0.9.\gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

N_u : Effort normal de compression simple pondéré.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\implies \gamma_b=1.5$ situation durable ou transitoire.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier tel que $\implies \gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Poteau carré : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement, on prend $l_f = 0,7l_0$

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

$i = \frac{a}{\sqrt{12}}$ (poteau carré)

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 30$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500$ MPa

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

- Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2$ (m²).

➤ Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$N_u(\text{RDC}) = 4083.31$ kN

- Poids du plancher..... $7.8 \times 25.11 = 195.91$ kN
- Poids du poteau..... $(0,65)^2 \times (3,96-0,6) \times 25 = 35.49$ kN
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 19.46$ kN
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{Ps} = 6.375$ kN

$G = 257.23$ kN

- Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 25.117 = 125.58 \text{ kN}$

$$\rightarrow N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 535.63 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 4618.94 \text{ kN}$$

Le sous-sol est de section carré $B = 65 \times 65 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18.76 \text{ cm}$

- $\lambda = \frac{0.7 \times 3.96}{18.76} = 14.77 < 50$

- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$

- $B_r = (65 - 2)^2 = 3969 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{4618.94 \times 10^3}{0.82} - \frac{3969 \times 10^2 \times 30}{0.9 \times 1.5} \right) \times \frac{1.15}{500} = -73.30 \text{ cm}^2$$

$A_s < 0$ donc $A_s' = 0.9\% \times 65 \times 65 = 38.02 \text{ cm}^2$

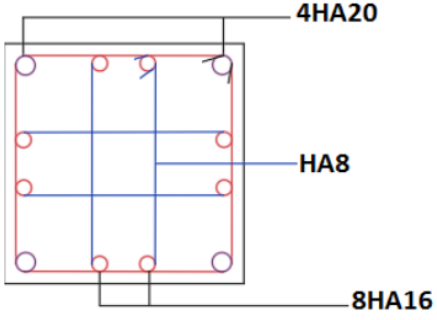
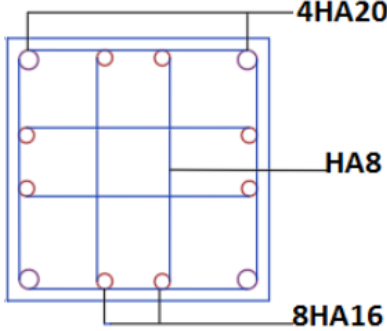
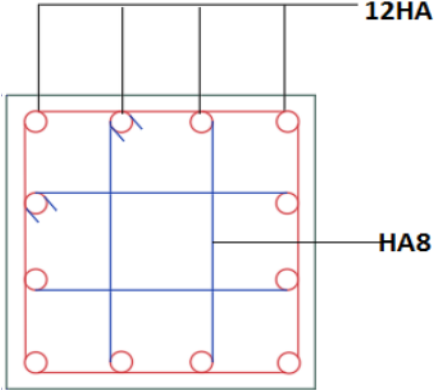
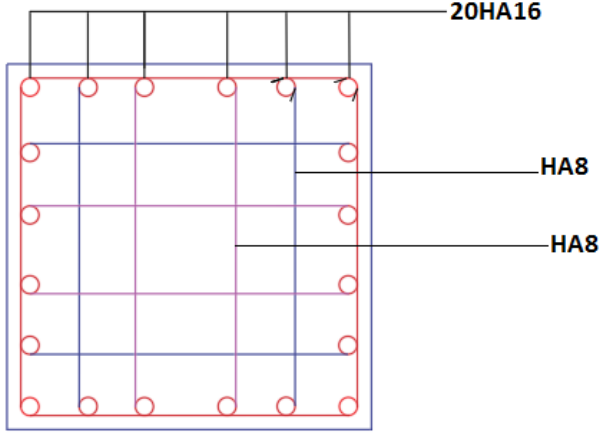
Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 4618.94 kN a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99 ver 2003** ($A_{s_{\min}} = 38.02 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 20\text{HA16} = 40.21 \text{ m}^2$$

V.2.9 Schéma de ferraillage des poteaux :

Tableau V.18 : schéma de ferraillage des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Schéma de ferraillage
(8;9; 10;11; 12;13) ^{ème}	45×45	

<p>(6 ;7) éme</p>	<p>50×50</p>	
<p>(4 ;5) éme</p>	<p>55×55</p>	
<p>(2 ;3) éme</p>	<p>60×60</p>	
<p>RDC ;1^{er}</p>	<p>65×65</p>	

V.3 Ferraillage 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.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- **Selon CBA 93 :**

Situation durable :

- **ELU:** $1,35G+1,5Q$
- **ELS:** $G+Q$

- **Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :

- **G+Q+E**
- **0.8 G ± E**
- **G+Q ± 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° .

V.3.3 Calcul de ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale)
- Sens non porteur (poutre secondaire).

-Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Sens porteur : Poutre (35x60)

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres porteuses 35x60.

Situation	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Durable 1.35G+1.5Q	35 ×60	Travée	159.17	7.12	0
		Appuis	246.66	11.38	0
Accidentelle G+Q-EY Sans voiles	35 ×60	Travée	1.0019	0.04	0
		Appuis	179.54	6.94	0
Accidentelle G+Q-EY Avec Voiles	35 ×60	Travée	9.40	0.35	0
		Appuis	18.81	0.70	0

➤ Sens non porteur : Poutre (30x40)

Tableau V.20 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

Situation	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Durable 1.35G+1.5Q	30 ×40	Travée	59.54	4.52	0
		Appuis	80.95	5.53	0
Accidentelle G+Q-EY Sans voiles	30 ×40	Travée	7.36	0.41	0
		Appuis	59.35	5.63	0
Accidentelle G+Q-EY Avec Voiles	30 ×40	Travée	1.79	0.10	0
		Appuis	3.58	0.20	0

V.3.4 Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres porteuses 35x60.

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS ^{cal} (cm ²)	Choix (cm ²)	AS ^{adopté} (cm ²)
PP(35 ×60)	Travée	159.17	7.12	6T16	12.06
	Appuie	246.66	11.38	8T16	16.08
PS (30 ×40)	Travée	59.54	3.99	3HA16	6.03
	Appuis	80.95	5.53	3HA16+ 3HA12	9.42

V.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,4$; $f_e = 500$ MPa

Tableau V.22 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _s ^{choisie} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
PP (35 ×60)	12.06	2.31	Cv
PS(30 ×40)	5.65	1.32	Cv

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

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

La fissuration est considérée préjudiciable :

Tableau V.23 : vérification des poutres à l'ELS.

Section (cm ²)	Potlon	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	σ _s MPa	σ̄ _s MPa	Vérifié
PP(35×60)	Travée	132.48	6.46	18	236.48	250	Cv
	Appuis	179.54	8.18	18	243.01	250	Cv
PS(30×40)	Travée	40.74	5.38	18	212.82	250	Cv
	Appuis	59.35	6.97	18	202.87	250	Cv

V.3.7 Vérification thermique :

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m .

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient : $\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est : $\sigma = E \times \zeta \dots \dots \dots (4)$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient

$$\sigma = E \alpha \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température (ΔT = 20 c°).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=11496,76 MPa).

$$\text{Donc : } \sigma = E\alpha\Delta T$$

$$\Sigma = 11496,76 \times 10^{-5} \times 20 = 2,3 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable

Tableau V.24 : vérification thermique des poutres à L'ELS.

Section (cm ²)	Position	M ^{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
PP 35×60	Travée	132.48	6.46	18	236.48	2.3	238.78	250	Cv
	Appui	179.54	8.18		243.01	2.3	245.31	250	Cv
PS 30×40	Travée	40.74	5.83	18	212.82	2.3	215.12	250	Cv
	Appui	59.35	6.79		202.87	2.3	205.17	250	Cv

V.3.8 Vérification de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau u = \frac{\tau_{u\max}}{bd}$

Avec :

τu : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\tau u = (0,1 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section (cm ²)	V _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ (MPa)	Vérification
PP(35 × 60)	192	1.01	3	Cv
PS(30 × 40)	79.38	0.73	3	Cv

V.3.9 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (Fe = 500MPa)

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{At}{b \cdot St} > \frac{\tau_u - 0.3 \cdot F_{c28} \cdot K}{0.8 \cdot F_{c28}} ; K=1 \\ \frac{At}{b \cdot St} > \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} At = 0.003 \times St \times b \\ St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \cdot \varphi l \right) \quad \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi t = \min \left(\frac{h}{35}; \varphi l ; \frac{b}{10} \right) =$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.26: calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		St ^{adp} cm		A _t (cm ²)	Choix
			St (cm)	St(cm) ZC	St(cm) ZN	ZN	ZC		
pp 35×60	192	1.01	40	30	15	10	20	2.1	5T8
Ps 30×40	79.3	0.73	32.36	20	10	5	15	1.35	4T8

V.3.10 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{ cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{ cm}$

V.3.11 Arrêt des barres :

Armatures inférieures :

$$h < \frac{l}{10}$$

Armatures supérieures :

$$h' \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \dots\dots\dots \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{1}{5} \dots\dots\dots \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \max(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

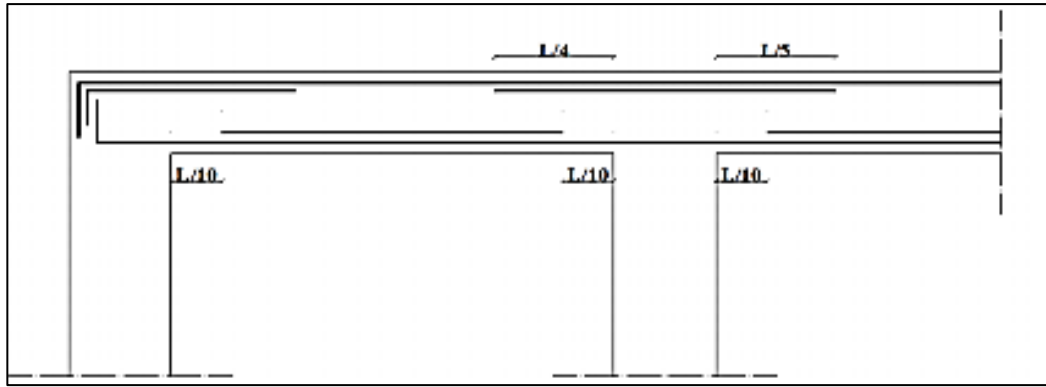


Figure V.1 : arrêt des barres .

V.3.12 Vérification de la flèche :

Tel que :

- Poutre porteuse (35×60) : $f_{adm} = 0.5 + \frac{669}{1000} = 1.17 \text{ cm}$
- Poutre non porteuse (30×40) : $f_{adm} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$

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 :

$$f_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E_v \times I_{fi}}$$

Tableau V.27: calcul des armatures transversales.

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	E _i (MPa)	E _v (MPa)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)	Vérifiée
P.P	35×60	132.48	12.06	34179,5	11496,7	0	0.05	0.06	1.17	Cv
P.S	30×40	40.74	6.16	34179,5	11496,7	0.06	0.22	0.16	1	Cv

V.3.13 Schéma de ferrailage des poutres :

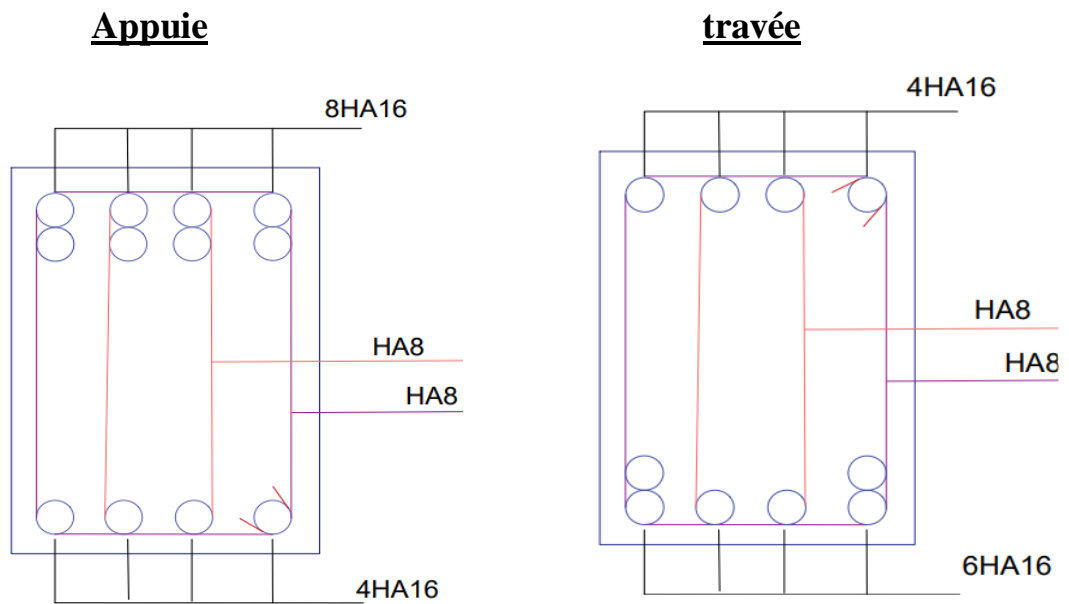


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poutre principale 30x60.

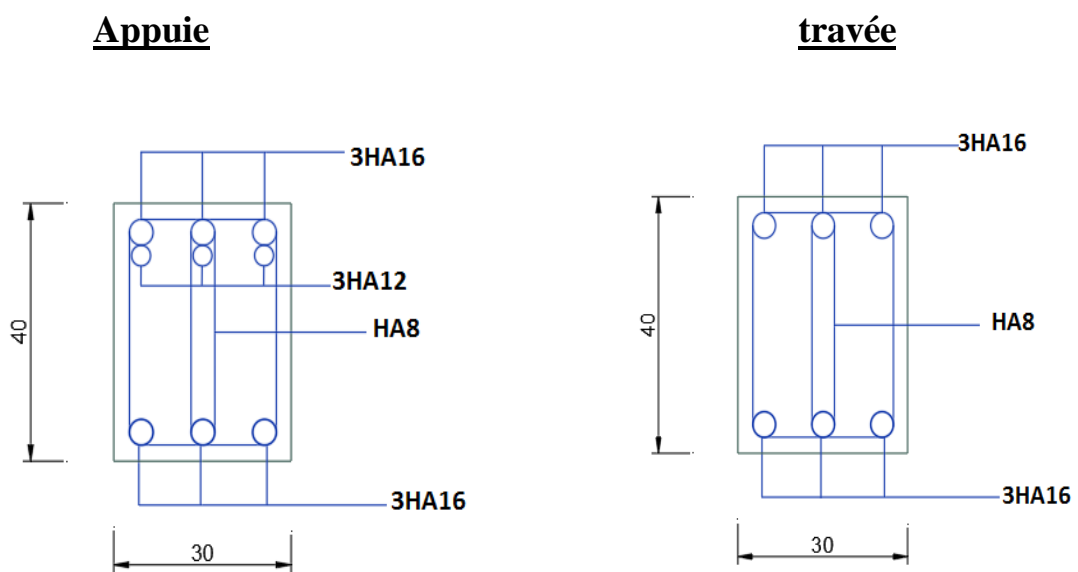


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 30x40.

V.4 Ferraillages des voiles :**V.4.1 Introduction :**

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre les charges horizontales ainsi les charges verticales.

Les voiles présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une rigidité dans la direction perpendiculaire l'épaisseur, ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure. Dans une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peut trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux).

Les voiles pleins et les trumeaux se ferraillent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Recommandations du RPA99 :**Les linteaux (RPA99 version 2003 (article 7.7.3))**

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion
- Des aciers transversaux
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)
- Des armatures diagonales (si nécessaire)

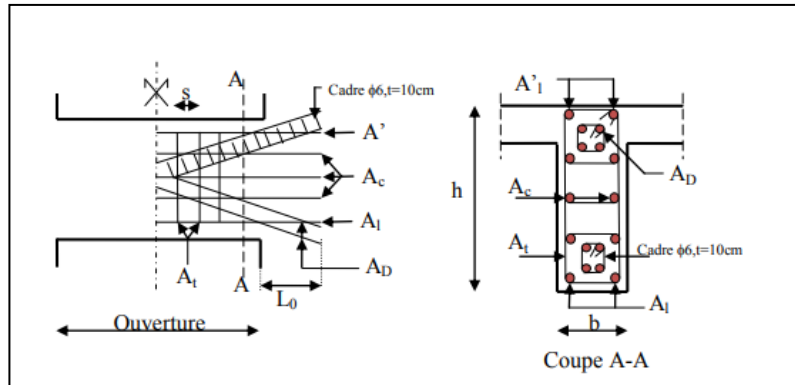


Figure V.4. Ferrailage du linteau

- **Armature longitudinales :**

$$(A_l ; A_l') \geq 0.0015 b \times h \text{ (0.15\%)}$$

- **Armature transversales :**

$$A_t \geq 0.0015 b \times s \text{ (0.15\%) pour } \tau u \leq 0.025 \times f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 n b \times s \text{ (0.25 \%) pour } \tau u > 0.025 * f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau u = \frac{\bar{V}}{b * d}$$

$$\text{avec : } \bar{V} = 1.4 V u$$

b : Épaisseur de linteaux ou de voile

d : Hauteur utile=0,9h

h : Hauteur total de la section brute

s : Espacement des armatures transversales

- **Armatures en section courante (armature de peau) :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

- **Armatures diagonales :**

Elles sont a disposé obligatoirement si $\tau u > 0,06 f_{c28}$ si non on ne met pas des armatures diagonales.

$$A_D \geq 0,0015. b. h$$

- **Les trumeaux (voiles pleines) : (RPA99 version2003 (articles 7.7.4)) :**

On devra disposer :

- Des aciers verticaux de flexion ;
- Des aciers horizontaux.

- **Aciers verticaux :**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sou l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$$

l_t : Longueur de la zone tendue

e: épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

- **Aciers horizontaux :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de $\phi 10$

- **Règles communes :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante (non tendue) 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les $\phi 20$ combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vg} = 1.1 \times \frac{V}{F_e}; \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4 \times V$$

Cette quantité doit s'ajouter la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

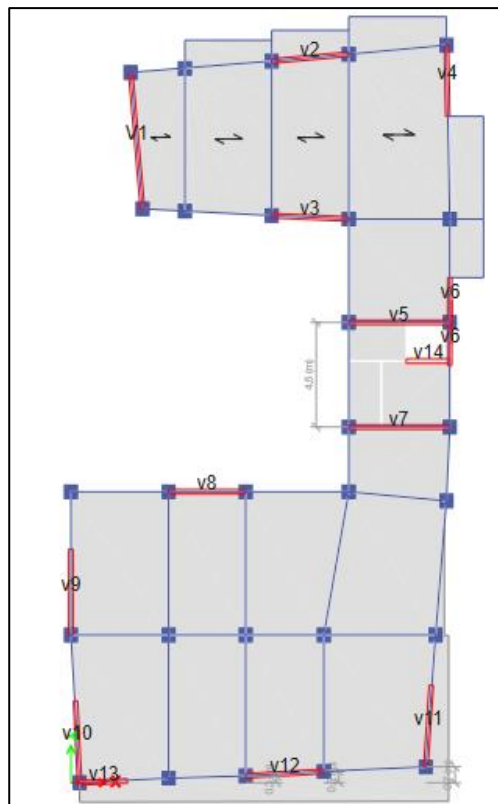


Figure V.5: Plan de repérage des voiles.

V.4.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

N^{\min} ; M^{corr} :est la plus défavorable

- **Sens x-x :**

Tableau V.28: les sollicitations des voiles suivant x-x.

Voiles	Etages	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)
V2	(8+9+10)éme	3.56	-1230.66	118.59	39.62
	(6+7) éme		-1994.24	171.81	35.05
	(4+5) éme		-2637.55	222.56	35.20
	(2+3) éme		-3175.65	308.04	50.36
	RDC + 1 er		-3281.28	330.44	45.46
V3	(8+9+10+11+12+13)éme	3.55	-412.57	161.9	-55.05
	(6+7) éme		-1903.52	125.64	-24.61
	(4+5) éme		-2472.12	168.62	-18.34
	(2+3) éme		-3031.35	217,5	14.91
	RDC + 1 er		-3379.27	285.03	24.96
V5	(8+9+10+11+12+13)éme	4.65	-1900.65	337,938	177.51
	(6+7) éme		-2121.42	411,659	107.09
	(4+5) éme		-2443.61	478,45	103.51
	(2+3) éme		-2921.08	564.17	99.23
	RDC + 1 er		-3078.87	575.37	86.87
V7	(8+9+10+11+12+13)éme	4.65	-690.09	195.8	-84.61
	(6+7) éme		-2902.89	254.75	28.16
	(4+5) éme		-3633.03	321,49	18.52

	(2+3) éme		-4134.11	406.2	13.15
	RDC + 1 er		-4212.3	453.61	26.20
V8	(8+9+10+11+12+13)éme	3.55	-1989.74	103.53	60.71
	(6+7) éme		-2565.59	140,88	28.85
	(4+5) éme		-3036.7	169,68	22.03
	(2+3) éme		-3416.3	194,30	23.49
	RDC + 1 er		-3519.06	193.02	22.75
V12	(8+9+10+11+12+13)éme	3.60	-2042.39	109.58	-58.13
	(6+7) éme		-2658.63	102.12	-25.6
	(4+5) éme		-3159.15	117.65	-18.90
	(2+3) éme		-3557.99	144.84	-26.26
	RDC + 1 er		-4043.46	137.40	28.45
V13	(8+9+10+11+12+13)éme	2.2	-813.11	124.24	-71.27
	(6+7) éme		-1092.60	107.18	-50.68
	(4+5) éme		-1335.47	97.6	-40.99
	(2+3) éme		-1532.99	104.16	-61.87
	RDC + 1 er		-1805.06	92.48	-42.33
V14	(8+9+10+11+12+13)éme	2	-632.95	-50.17	23.68
	(6+7) éme		-927.26	56,13	22.52
	(4+5) éme		-1199.49	67,4	25.60
	(2+3) éme		-1440,17	89,4	22.52
	RDC + 1 er		-1651,25	86.84	23.68

- Sens y-y :

Tableau V.29: les sollicitations des voiles suivant y-y.

Voiles	Etages	L (m)	N(kN)	M(kN.m)	V(kN)
V1	(8+9+10+11+12+13)éme	6.02	-1015.53	314,38	81.43
	(6+7) éme		-1617.7	331,39	13.50
	(4+5) éme		-2136.6	336.03	-21.82
	(2+3) éme		-2574.81	393.03	-85.57
	RDC + 1 er		-3014.8	313.96	-113.6
V4	(8+9+10+11+12+13)éme	3.13	-1091,742	346.20	23.68
	(6+7) éme		-1797,290	324	22.52
	(4+5) éme		-2420,381	345.87	25.60
	(2+3) éme		-2928,164	354.42	35.04
	RDC + 1 er		-3509,728	441.97	33.40
V6	(8+9+10+11+12+13)éme	3.42	-1216.8	-296.68	-132.9
	(6+7) éme		-1826.48	-261.85	-119.3
	(4+5) éme		-2367.9	-245.7	-100.6
	(2+3) éme		-2843.60	-232.03	-75.64
	RDC + 1 er		-3314.43	-112.37	-20.77
V9	(8+9+10+11+12+13)éme	3.77	-1727.29	-93.86	37.99
	(6+7) éme		-2320.24	-88.93	-123.19
	(4+5) éme		-2839.55	-82.32	16.42
	(2+3) éme		-3278.6	-152.81	-55.97

	RDC + 1 er		-3942.9	120.45	30.41
V10	(8+9+10+11+12+13)éme	3.60	-1141.06	91.73	68.2
	(6+7) éme		-1571.7	109.07	43.9
	(4+5) éme		-1998.7	121.65	53.09
	(2+3) éme		-2278.6	221.16	109.9
	RDC + 1 er		-2944.61	-155.67	108.08
V11	(8+9+10+11+12+13)éme	3.60	-1306.68	-113.38	-88.6
	(6+7) éme		-1750.07	-111.83	-40.2
	(4+5) éme		-2128.4	-145.86	-54.2
	(2+3) éme		-2422.4	-312,94	-79.09
	RDC + 1 er		-3152.9	154.23	-129.1

V.4.3 Calcul de ferraillage :

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant .les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant avec:

- **Sans x-x**

- **Voile 2 :**

Tableau V.30: tableau de ferraillage de voile 2 suivant x-x.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	3,56	3,56	3,56	3,56	3,56
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-3281,281	-3175.65	-2637.55	-1994.24	-1230.66
M (kN.m)	330,4414	308.04	222.56	171.81	118.59
V (kN)	45.46	50.36	35.20	35.05	39.62
τ_u (MPa)	0.09	0.11	0.07	0.07	0.08
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	22,4483	21,4943	17,2055	13,0771	8,3143
LT (m)	1,3021	1,2910	1,2531	1,2585	1,2891
As adopté (cm^2)	22.62	22.62	18.10	13.75	9.05
Choix	2×10HA12	2×10HA12	16HA12	12HA12	8HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)	0.09	0.11	0.07	0.07	0.08
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

- Voile 3 :

Tableau V.31 : tableau de ferraillage de voile 3 suivant x-x.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	3.55	3.55	3.55	3.55	3.55
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-3379,27	-3031.35	-2472,12	-1903,524	-412,5742
M (kN.m)	285,0378	217.5	168,6293	125,6456	161,9004
V (kN)	24.96	14.91	-18.34	-24.61	-55.05
τ_u (MPa)	0,05	0,03	0,04	0,05	0,12
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	22,0573	19,0557	15,3750	11,7597	11,8090
LT (m)	1,2530	1,2153	1,2046	1,1980	1,0000
As adopté (cm^2)	22.62	20.36	15.83	13.57	13.57
Choix	2×10HA12	18HA12	14HA12	12HA12	12HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)	0.05	0.03	0.04	0.05	0.12
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

- Voile 5 :

Tableau V.32 : tableau de ferraillage de voile 5 suivant x-x.

Niveau		RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)		4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
e (cm)		20	20	20	20	20
N (kN)		-3078,87	-2921,08	-2443.61	-2121.42	-1900,654
M (kN.m)		575,3713	564,1757	478.45	411.6	411,659
V (kN)		86.87	99.23	103.51	107.09	177.51
τ_u (MPa)		0,14	0,16	0,17	0,17	0,29
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		6	6	6	6	6
As cal (cm^2)		23,7136	22,7922	19,1714	16,5829	15,5572
LT (m)		1,560	1,5794	1,5874	1,5821	1,6498
As adopté (cm^2)		24.63	24.63	21.55	21.55	15.83
Choix		16HA14	16HA14	14HA14	14HA14	14HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)		0,14	0,16	0,17	0,17	0,29
Ah min (cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

- Voile 7 :

Tableau V.33 : tableau de ferraillage de voile 7 suivant x-x.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-4212,3	-4134.11	-3633.03	-2902,891	-690,095
M (kN.m)	453,6107	406,2186	321.49	254,7597	195,8007
V (kN)	26.20	13.15	18.52	28.16	-84.87
τ_u (MPa)	0,04	0,02	0,03	0,04	0,14
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	27,3212	26,2444	22,5502	17,9878	12,7048
LT (m)	1,3231	1,2948	1,2655	1,2633	1,8512
As adopté (cm^2)	27.71	27.71	24.63	18.47	13.57
Choix	18HA14	18HA14	16HA14	12HA14	12HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)	0,04	0,02	0,03	0,04	0,14
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

- Voile 8 :

Tableau V.34 : tableau de ferraillage de voile 8 suivant x-x.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	3.55	3.55	3.55	3.55	3.55
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-3519,06	-3416.3	-3036.7	-2565.59	-1989,7419
M (kN.m)	193,0272	194.30	169.68	140.88	103,5385
V (kN)	22.75	23.49	22.03	28.85	60.71
τ_u (MPa)	0,04	0,05	0,04	0,06	0,13
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	21,0	20,5233	18,1867	15,3195	11,7756
LT (m)	1,9396	1,9456	1,9426	1,9397	1,9311
As adopté (cm^2)	21.55	21.55	18.47	15.39	12.31
Choix	14HA14	14HA14	12HA14	10HA14	8HA14
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)	0,04	0,05	0,04	0,06	0,13
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

- Voile 12 :

Tableau V.35 : tableau de ferraillage de voile 12 suivant x-x.

Niveau		RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)		3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
e (cm)		20	20	20	20	20
N (kN)		-4043.46	-3557.99	-3159.15	-2658.63	-2042.39
M (kN.m)		137,4062	144,8446	117,6548	102.12	109,5884
V (kN)		28.45	-26.26	-18.90	-25.6	-58.13
τ_u (MPa)		0,06	0,05	0,04	0,05	0,12
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		6	6	6	6	6
As cal (cm^2)		22,5723	20,2859	17,8175	15,0496	12,1201
LT (m)		1,9019	1,9221	1,9117	1,9152	1,9610
As adopté (cm^2)		22.62	20.36	18.10	15.83	13.57
Choix		20HA12	18HA12	16HA12	14HA12	12HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)		0,06	0,05	0,04	0,05	0,12
Ah min (cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

- Voile 13 :

Tableau V.36 : tableau de ferraillage de voile 13 suivant x-x.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-1805.06	-1532.99	-1335.47	-1092.6	-813.11
M (kN.m)	92,486	104,161	97,621	107,185	124,240
V (kN)	-42.33	-61.87	-40.99	-50.68	-71.27
τ_u (MPa)	0,14	0,21	0,14	0,17	0,25
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	11,723	10,768	9,6052	8,7773	8,1599
LT (m)	1,253	1,303	1,319	1,394	1,558
As adopté (cm^2)	12.31	12.31	12.31	9.05	9.05
Choix	8HA14	8HA14	8HA14	8HA12	8HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)	0,14	0,21	0,14	0,17	0,25
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

- Voile 14 :

Tableau V.37 : tableau de ferraillage de voile 14 suivant x-x.

Niveau		RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)		2	2	2	2	2
e (cm)		20	20	20	20	20
N (kN)		-1651.25	-1440.17	-1199.49	-927.26	-632.95
M (kN.m)		86,8417	89.4	67.42	56.13	-50,1769
V (kN)		23.68	22.52	25.60	22.52	23.68
τ_u (MPa)		0,09	0,08	0,09	0,08	0,09
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		6	6	6	6	6
As cal (cm^2)		11,0670	10,1326	8,1906	6,4731	4,9513
LT (m)		1,1578	1,1862	1,1686	1,1816	1,2378
As adopté (cm^2)		12.31	12.31	9.05	6.79	6.79
Choix		8HA14	8HA14	8HA12	6HA12	6HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)		0,09	0,08	0,09	0,08	0,09
Ah min (cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

- Sens y-y :

- Voile 1 :

Tableau V.38 : tableau de ferraillage de voile 1 suivant y-y.

Niveau		RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)		6.02	6.02	6.02	6.02	6.02
e (cm)		20	20	20	20	20
N (kN)		-3014.8	-2574.81	-2136.6	-1617.7	-1015.53
M (kN.m)		313,9616	393,0341	336,0375	331,3957	314,3877
V (kN)		-113.6	-85.57	-21.82	13.50	81.43
τ_u (MPa)		-0,14	-0,11	-0,02	0,01	0,10
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		6	6	6	6	6
As cal (cm^2)		18,3656	17,0893	14,2947	14,4983	15,7550
LT (m)		3,3224	3,4679	3,4818	3,6246	3,9387
As adopté (cm^2)		18.47	18.47	15.39	15.39	15.83
Choix		12HA14	12HA14	10HA14	10HA14	14HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)		0,14	0,11	0,02	0,01	0,10
Ah min (cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

- Voile 4 :

Tableau V.39 : tableau de ferraillage de voile 4 suivant y-y.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-3509.72	-2928.16	-2420.38	-1797.29	-1091.74
M (kN.m)	441,9797	354,422	345,8778	324,0075	346,2062
V (kN)	33.40	35.04	25.60	22.52	23.68
τ_u (MPa)	0,08	0,08	0,06	0,05	0,05
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	27,0437	22,2230	19,6403	16,2706	14,1124
LT (m)	1,9428	1,9281	1,9937	2,1058	2,5163
As adopté (cm^2)	27.71	24.63	21.55	18.47	15.39
Choix	18HA14	16HA14	14HA14	12HA14	10HA14
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)	0,08	0,08	0,06	0,05	0,05
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

- Voile 6 :

Tableau V.40 : tableau de ferraillage de voile 6 suivant y-y.

Niveau		RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)		3.42	3.42	3.42	3.42	3.42
e (cm)		20	20	20	20	20
N (kN)		-3314.43	-2843.6	-2367.9	-1826.48	-1216.8
M (kN.m)		-112,376	-232,032	-245,7406	-261,8519	-296,685
V (kN)		-20.77	-75.64	-100.6	-119.3	-139.9
τ_u (MPa)		0,04	0,17	0,22	0,27	0,31
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		6	6	6	6	6
As cal (cm^2)		18,6023	18,5801	16,5432	14,3040	12,4022
LT (m)		1,8117	1,9548	2,0213	2,1401	2,4415
As adopté (cm^2)		21.55	21.55	18.47	15.39	15.39
Choix		14HA14	14HA14	12HA14	10HA14	10HA14
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)		0,04	0,17	0,22	0,27	0,31
Ah min (cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

- Voile 9 :

Tableau V.41 : tableau de ferraillage de voile 9 suivant y-y.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-3942.9	-3278.6	-2839.55	-2320.24	-1727.29
M (kN.m)	120,455	-152,812	-82,3281	-88,9359	-93,8621
V (kN)	-30.41	-55.97	16.42	-123.19	37.99
τ_u (MPa)	0,06	0,11	0,03	0,27	0,07
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	21,6782	18,9152	15,5382	13,0598	10,1949
LT (m)	1,8916	1,9398	1,9720	2,0000	2,0480
As adopté (cm^2)	22.62	20.36	15.83	13.57	11.31
Choix	20HA12	18HA12	14HA12	12HA12	10HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)	0,06	0,11	0,03	0,27	0,07
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

- Voile 10 :

Tableau V.42 : tableau de ferraillage de voile 10 suivant y-y.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-2944.61	-2278.6	-1998.7	-1571.7	-1141.06
M (kN.m)	-155,673	221,1622	121,6501	109,0757	91,7389
V (kN)	108.08	109.9	53.09	43.9	68.2
τ_u (MPa)	0,23	0,23	0,11	0,09	0,14
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	17,4319	15,3772	12,1238	9,7816	8,1648
LT (m)	1,9586	2,0912	1,9826	2,0082	2,0412
As adopté (cm^2)	18.10	15.83	13.57	11.31	9.05
Choix	16HA12	14HA12	12HA12	10HA12	8HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)	0,23	0,23	0,11	0,09	0,14
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

- Voile 11 :

Tableau V.43 : tableau de ferraillage de voile 11 suivant y-y.

Niveau	RDC + 1 ^{er}	(2+3) ^{ème}	(4+5) ^{ème}	(6+7) ^{ème}	(8+9+10) ^{ème}
L (m)	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
e (cm)	20	20	20	20	20
N (kN)	-3152.9	-2422.4	-2128.4	-1750.07	-1306.68
M (kN.m)	154,2358	-312.94	-145,8676	-111,8393	-113,3871
V (kN)	-129.1	-79.09	54.2	-40.2	-88.6
τ_u (MPa)	0,27	0,17	0,11	0,08	0,19
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	6	6	6	6	6
As cal (cm^2)	18,4399	17,8892	13,2120	10,7136	8,5598
LT (m)	1,9468	1,4124	1,5944	1,9917	2,0603
As adopté (cm^2)	18.47	18.47	13.57	11.31	11.31
Choix	12HA14	12HA14	12HA12	10HA12	10HA12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
Ah cal (cm^2)					
Ah min (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté (cm^2)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

V.4.4 Ferrailages des linteaux :

Nous proposons le calcul détaillé de linteau de voile 5 et 7

- **Caractéristique de linteaux :**

Déterminations des sollicitations de calculs :

$$V7 : \begin{cases} V = 26.20 \\ M = 453.61 \end{cases}$$

$$V5 : \begin{cases} V = 86.87 \\ M = 575.37 \end{cases}$$

- **Majoration de l'effort tranchant :**

Ont prend comme effort tranchant le plus défavorables

$$\bar{V} = 1,4V_u : \quad \bar{V}7 = 1,4 \times 26.20 = 37.24 \text{ KN}$$

$$\bar{V}5 = 1.4 \times 86.87 = 121.61$$

- **Vérification de la contrainte cisaillement :**

D'après le RPA99/version2003, on a :

$$V7 : \tau = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{37.24 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1320} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$V5 : \tau = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{121.61 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1560} = 0.43 \text{ Mpa}$$

$$V7 : \tau_u = 0,15 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$$V5 : \tau_u = 0.43 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

- **Calcul des armatures :**

$$V7 : \tau_u = 0,15 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,06 \times 30 = 1,8 \text{ MPa}$$

$$V5 : \tau_u = 0,45 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,06 \times 30 = 1,8 \text{ MPa}$$

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (Al).
- Des aciers transversaux (At).
- Des aciers en partie courante (Ac).

• **Calcul de Al :**

Section minimal exigé par le RPA99/version 2003 :

$$V7 : Al \geq 0,0015 \times 20 \times 132 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$V5 : Al \geq 0,0015 \times 20 \times 156 = 4.68 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de At :**

$$V7 : \tau_u = 0,15 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,025 \times 30 = 0,75 \text{ MPA}$$

$$V5 : \tau_u = 0,45 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,025 \times 30 = 0,75 \text{ MPA}$$

Section minimal exigée par le RPA :

$$Al \geq 0,0025 \times b \times St = 0,75 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de Ac :**

$$V7 : AC \geq 0,002 \times b \times h = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$V5 : AC \geq 0,002 \times b \times h = 6.24 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures diagonales :**

$$V7 : \tau_u = 0,15 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,06 \times 30 = 1,8 \text{ MPa}$$

$$V5 : \tau_u = 0,45 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,06 \times 30 = 1,8 \text{ MPa}$$

D'après le RPA99/version2003 :

$$AD = 0$$

- **Ferraillage finale :**

V7 :

$$A_l = 3.96 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}10 \text{ (}4.71 \text{ cm}^2\text{)}$$

$$A_t = 0,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}8 \text{ (}1.01 \text{ cm}^2\text{)}$$

$$A_C = 5.28 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\text{HA}10 \text{ (}5.50\text{cm}^2\text{)}$$

V5 :

$$A_l = 4.68 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}10 \text{ (}4.71 \text{ cm}^2\text{)}$$

$$A_t = 0,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}8 \text{ (}1.01 \text{ cm}^2\text{)}$$

$$A_C = 6.24 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}10 \text{ (}6.28\text{cm}^2\text{)}$$

Schéma de ferraillage :

Pour les schémas de ferraillage c'est pour les poteaux de RDC et de 1^{er} étage.

Voile 7 (lindeau):

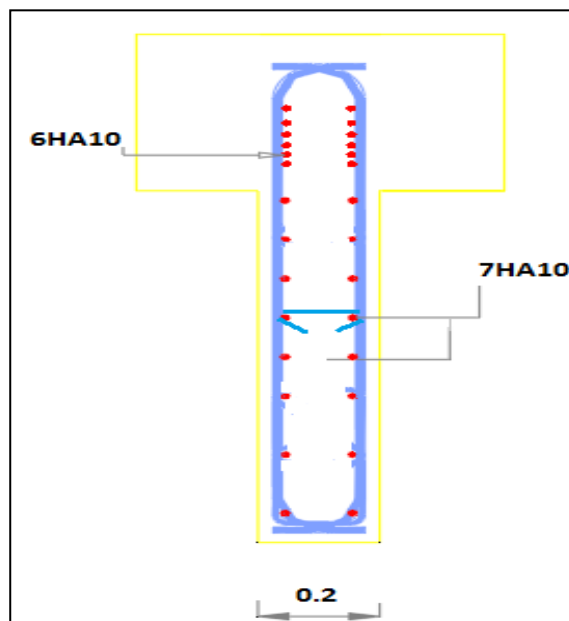


Figure V.6 : schéma de ferraillage de voile 7.

Voile 5 (linteau):

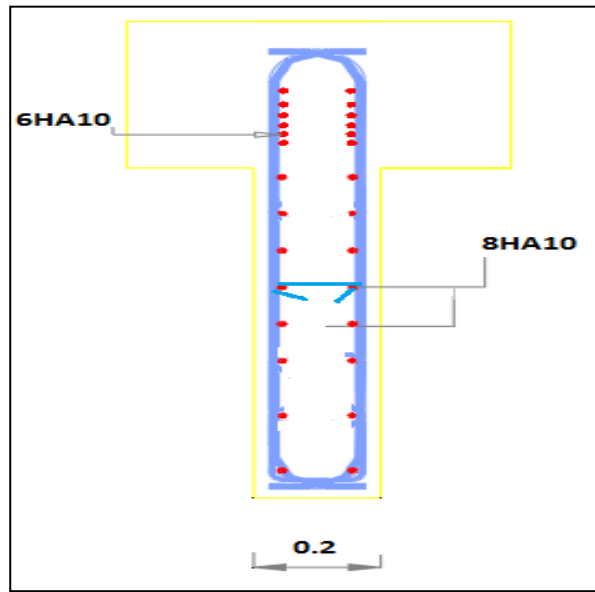


Figure V.7 : schéma de ferrailage de voile 5.

Voile 13 :

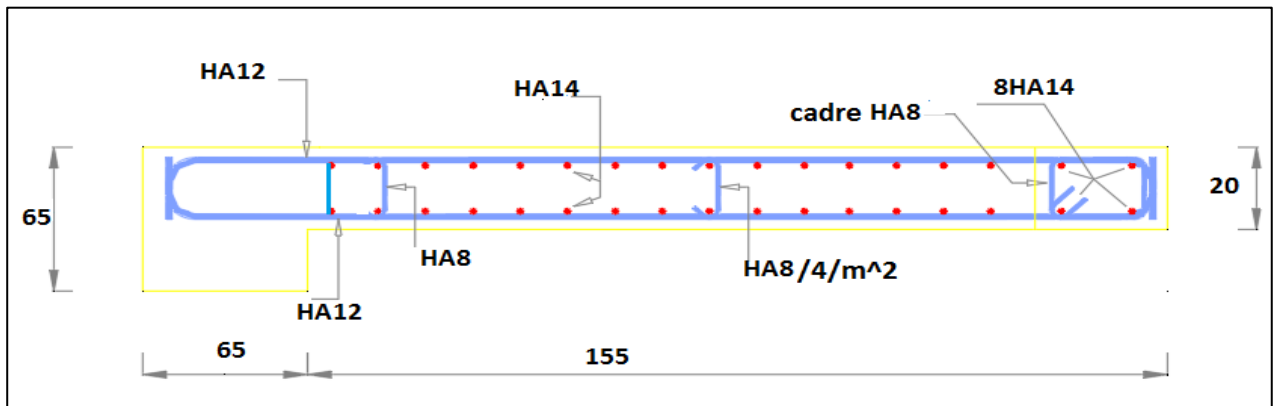
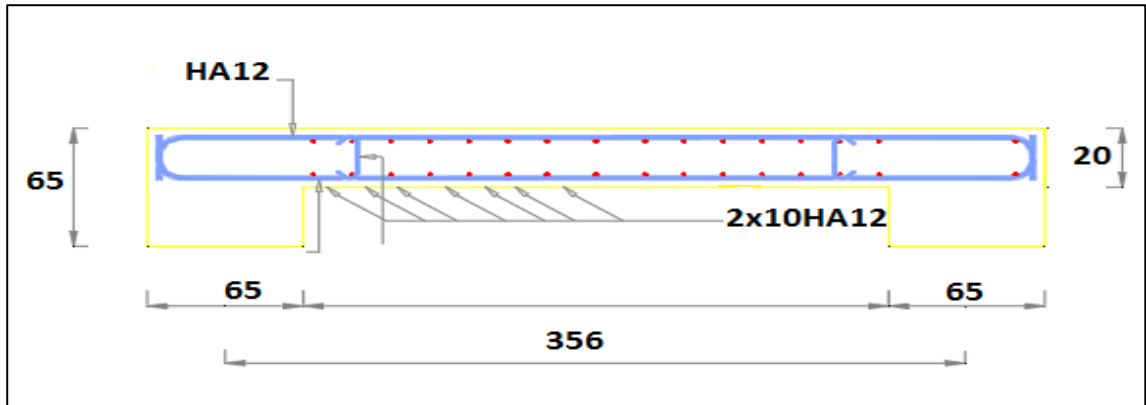
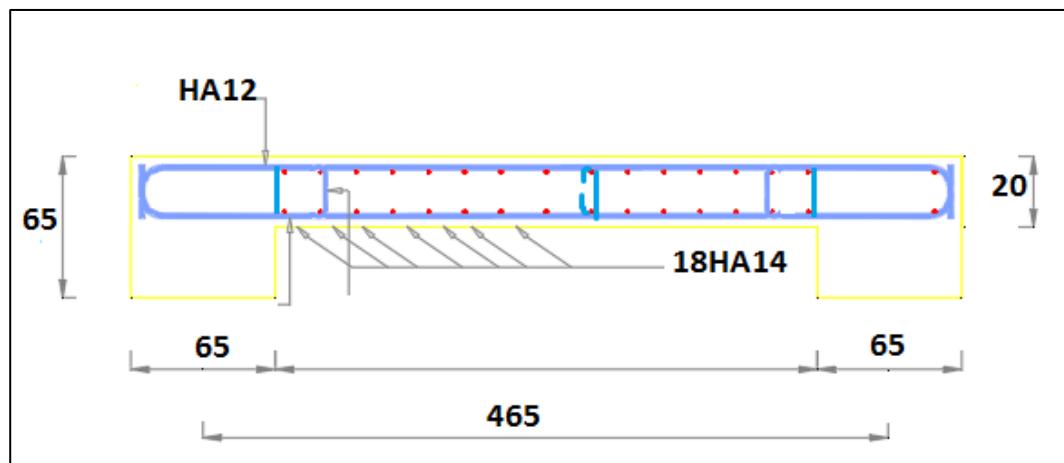
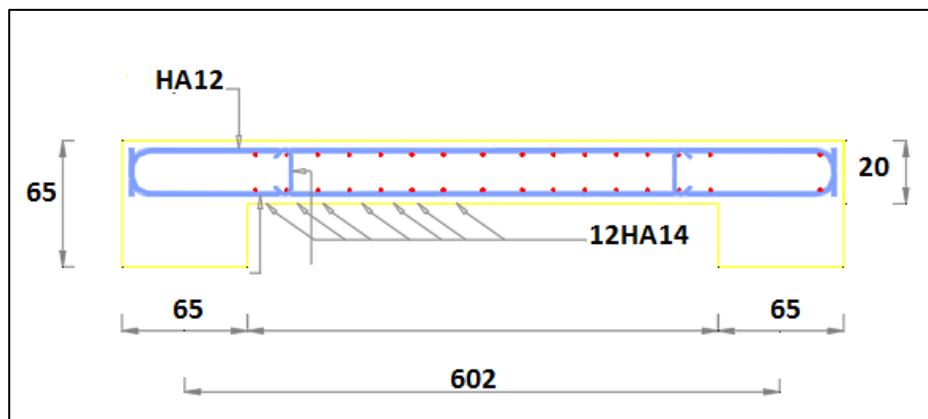


Figure V.8 : schéma de ferrailage de voile 13.

Voile 2 :**Figure V.9 : schéma de ferraillage de voile 2.****Voile 7 :****Figure V.10 : schéma de ferraillage de voile 7.**

Voile 1 :**Figure V.11 : schéma de ferraillage de voile 1.**

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en Contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure le plus souvent On trouve dans l'infrastructure les éléments suivant « les fondations-les longrines-les voiles Périphériques ».

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes Conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2. Critères de choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût (Raisons économiques)

Pour le choix du type de fondation ; on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées ; les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient selon le rapport du sol , la contrainte admissible est de 1.7 Bars à une profondeur de 3 m.

VI.3. Choix du type des fondations :**VI.3.1. Semelles isolées :**

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} < \sigma_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

avec $\sigma_{sol} = 170 \text{ KPa}$

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel ETABS20 à L'ELS.

$$N_{ser} = 3657.43 \text{ kN.}$$

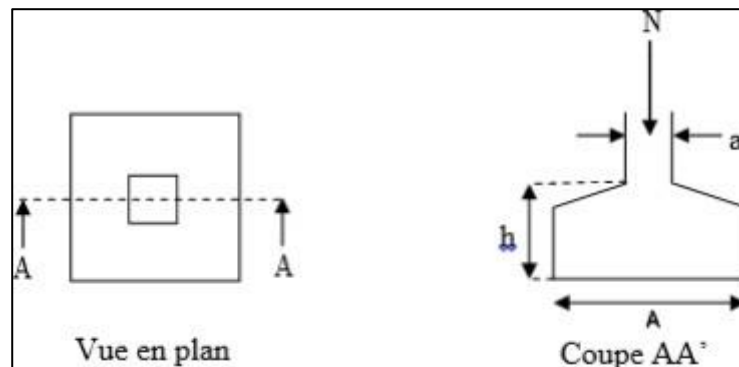


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolé.

$$\frac{N_{ser}}{S} < \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{3657.43}{170} = 21.51 \text{ m}^2$$

$$S \leq 21.51 \text{ m}^2 \Rightarrow S = B \times B \Rightarrow B \geq 4.63 \text{ m.}$$

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passe alors à L'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

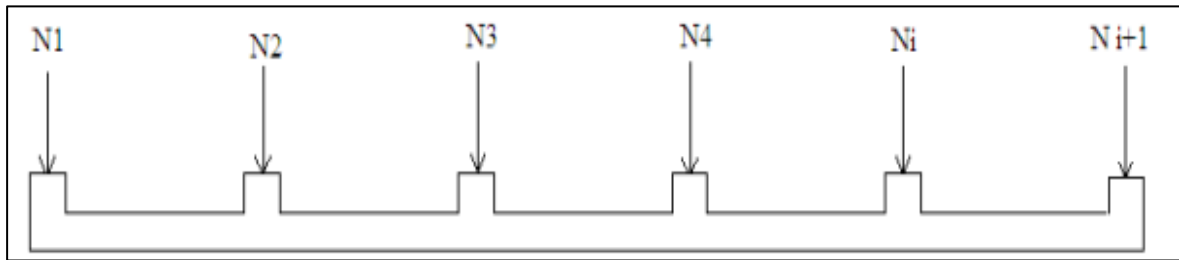


Figure VII.2 : Schéma de la semelle filante.

On doit vérifier que $\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$.

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$B > \frac{N_{\text{ser}}}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sum N = 2929.92 + 3364.81 + 3364.7 + 3657.44 + 2694.75$$

$$= 16011.62 \text{ kN}$$

$$L > 2 \times b$$

$$B > \frac{16011.62}{16.8 \times 170} = 5.60 \text{ m}$$

$$L = 5.92 < 2 \times 5.60 = 11.2 \dots \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

Donc : on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment

VI.3.3. Radier général :

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) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

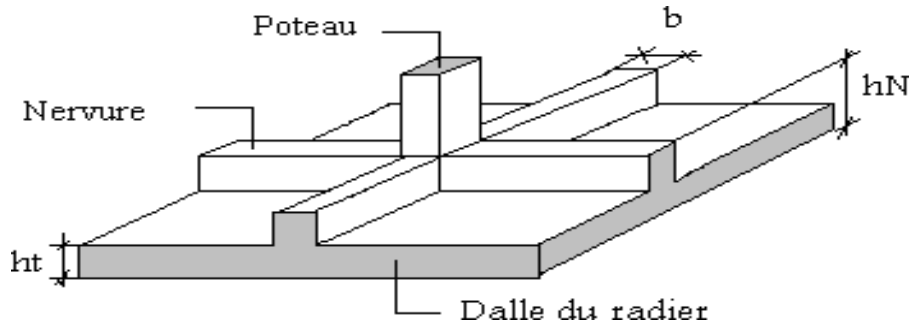


Figure VI.3 : Schéma de radier.

VI.3.3.1. La surface de radier :

$$N_{\text{ser}} = 91726.73 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nécessaire}}} < \sigma_{\text{sol}}$$

avec :

N : est tirés à partir du logiciel ETABS.

$$\text{surface du bâtiment} = 356 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{91726.73}{170} = 539.56 \text{ m}^2$$

$$S \geq 539.56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 539.56 \text{ m}^2 > S_{\text{bâtiment}} = 356 \text{ m}^2$$

Remarque :

"on doit ajouter un débord pour augmenter la surface.

- **Le premier choix :**

D'ajouter un débord de 2.5 mètre.

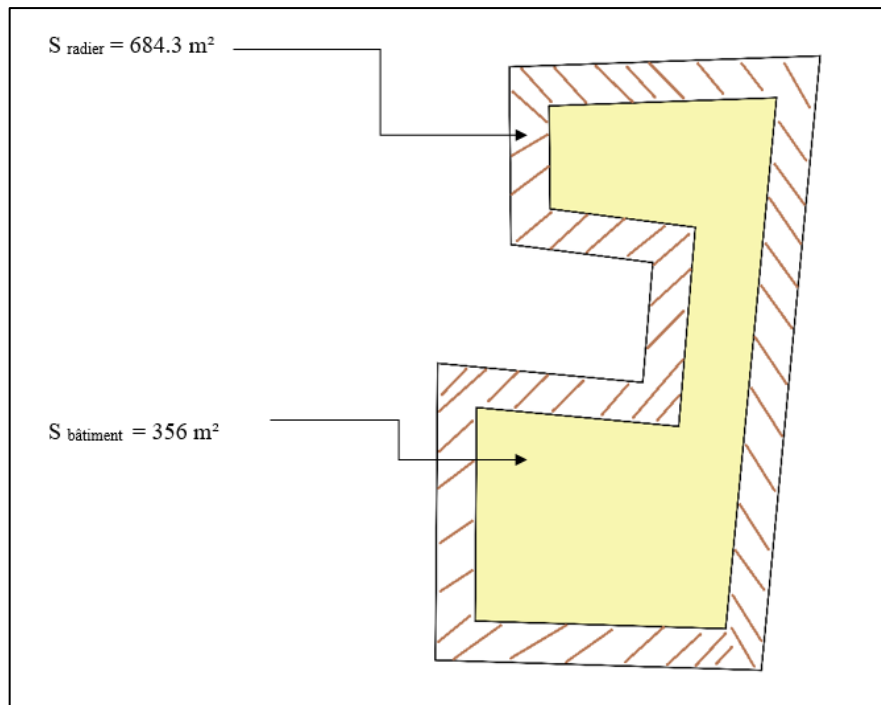


Figure VI.4 : Schéma de la surface bâtiment et radier (choix 1).

- **Le 2^{ème} choix :**

D'ajouter un débord de 1 mètre et ferme l'espace vide.

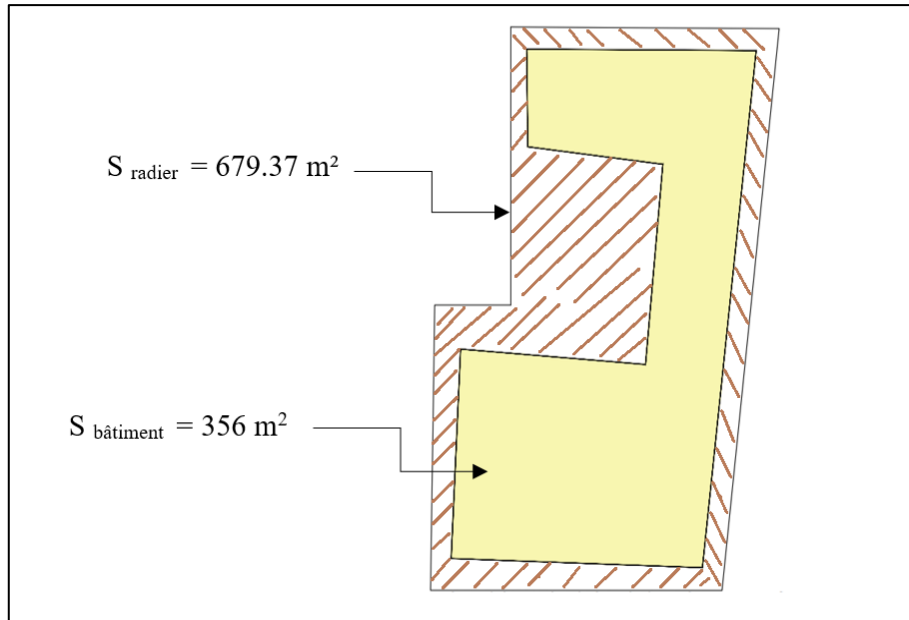


Figure VI.5 : Schéma de la surface du bâtiment et radier (choix 2) .

→ $S_{\text{radier}} = 679.37 \text{ m}^2$

On opte le deuxième choix comme une solution.

VI.3.3.2. Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{25} < h_1 < \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 669 \text{ m}$$

$$\frac{669}{25} < h_1 < \frac{669}{20} \quad 26.76 < h_1 < 33.45$$

$$h_1 \approx 25 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

avec :

$$T_u = \frac{q_l}{2} \text{ et } q_l = \frac{N_u \cdot l_{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 125534.4 \text{ kN}$$

$$L = 6.69 \text{ m ; } b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{q_l}{2bd} = \frac{N_u \times L \cdot l_{ml}}{2 \cdot S_{rad} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times (0.9h)} < \tau$$

$$h_2 > \frac{N_u \times L \cdot l_{ml}}{2 \times S_{rad} \times b \times (0.9\tau)}$$

$$h_2 > \left(\frac{125534.4 \times 10^3 \times 6690}{2 \times 679.37 \times 10^6 \times 1000 \times 0.9 \times 3} \right) \times 10^2 = 22.89 \text{ cm}$$

$$h_2 > 22.89 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } h = 30 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$H \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 30 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 30 \text{ cm}$

2. Nervures :

a. Condition de coffrage :

$$B > \frac{L_{max}}{10}$$

$$B \geq 66.9 \text{ cm.}$$

On opte $b = 75 \text{ cm}$

b. La hauteur de nervure :

- Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{15} < h_N < \frac{L_{max}}{10}$$

On a :

$$L_{\max} = 669 \rightarrow 44.6 \text{ cm} \leq h_N \leq 66.9 \text{ cm}$$

On prend :

$$h_{N1} = 50 \text{ cm}$$

- Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante:

$$L_{\max} < \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen) :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$Pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ Pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/cm}^3]$Pour un très bon sol.

$$B = 0.65$$

B: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier : $(I = \frac{bh^3}{12})$

L : distance maximale entre deux poteaux : 6.69 m

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \times (2 \times 6690)^4}{20000 \times \pi^4}} = 1254.4 \text{ mm} = 125.4 \text{ cm}$$

On prend :

$$h_{N2} = 150 \text{ cm.}$$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2})$$

On prend : $h=150 \text{ cm}$

Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h_R=30$ cm.
- Les dimensions de la nervure : $h_N=150$ cm et $b=75$ cm

VI.3.3.3. Caractéristiques géométriques du radier :**a) Position du centre de gravité :**

$$X_G = 12.64 \text{ m}$$

$$Y_G = 16.71 \text{ m}$$

b). Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 73687.4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 25765.9 \text{ m}^4$$

VI.3.3.4. Vérifications Nécessaires :**1) VI.3.3.4.1 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 ($\frac{M_S}{M_R} > 1.5$)

Avec :

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement de terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

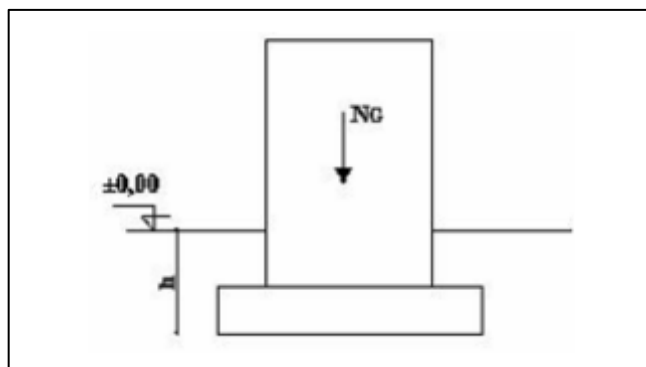


Figure VI.6 : Schéma statique du bâtiment.

- Sens x-x :

$$N = N_1 \text{ (structure) } + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_1 = 80371.34 \text{ kN}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 679.37 \times 0.3 = 5095.27 \text{ kN}$$

$$N = 85466.64 \text{ kN}$$

$$M_S = N \times X_G = 1080298.33 \text{ kN.m}$$

$$M_R = 162794.29 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{1080298.33}{162794.29} = 6.63 > 1,5 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- Sens-y-y :

$$M_S = N \times Y_G = 1434130.21 \text{ kN.m}$$

Donc:

$$M_R = 171711.306 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{1434130.21}{171711.306} = 8.35 > 1,5 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

2) Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars.}$$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} < \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{91726.73}{679.37} = 135.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 134.04 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\sigma_2 = \frac{N}{s_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{s_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{\text{sol}}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{\text{sol}}$$

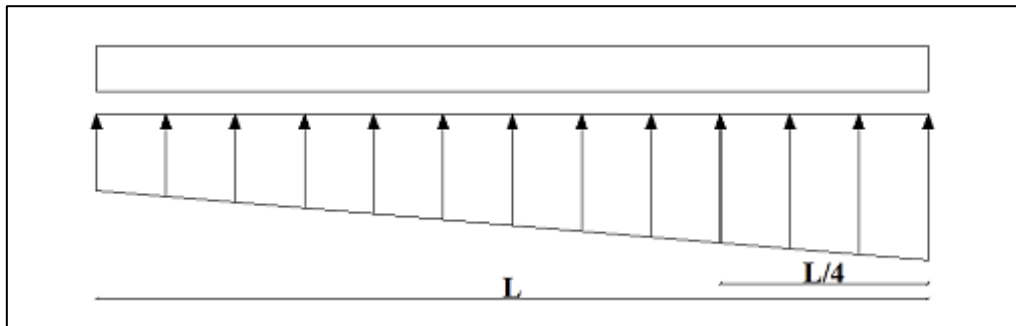


Figure VI.7 : contrainte sous le radier.

➤ **ELU:**

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$N_u = 87249.96 \text{ kN}$

$M_x = 162794.29 \text{ kN.m}$; $M_y = 171711.306 \text{ kN.m}$; $S_r = 679.37 \text{ m}^2$

$\sigma_{\text{sol}} = 170 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.1 : contrainte sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	156.35	100.5	142.38
Sens y-y	239.78	17.06	184.42
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$ = 255	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}$ = 226.1

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS :**

$$N_{ser} = 85503.59 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 170 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.2 : contrainte sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	153.78	97.93	139.81
Sens y-y	237.21	14.49	181.53
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$ = 255	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}$ = 226.1

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de Soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 184.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{\text{ser}} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 181.53 \text{ kN/m}^2$$

VI.3.3.5. 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 fissuration est considérée préjudiciable

VI.3.3.6. Ferrailage de la dalle du radier :

Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 184.1 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 181.53 \text{ kN/m}$$

➤ Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

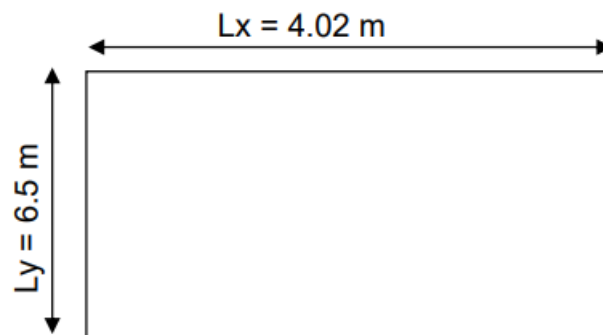


Figure VI.8 : panneau de la dalle du radier .

$$\rho = L_x / L_y = 4.02 / 6.50 = 0.62 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments :**

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson :

- 0 à l'ELU
- 0.2 à l'ELS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0,62 \rightarrow \mu_x = 0,0794$$

$$\mu_y = 0,3205$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 236.22 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 75.71 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{t_x} = 0,85M_x = 200.78 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0,85M_y = 64.35 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a_x} = M_{a_y} = 0,5M_x = 118.11 \text{ kN.m}$$

- **Ferraillage de la dalle :**

$$B = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	Mu (Kn.m)	μ	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	200.78	0.162	0	0.222	246.02	18.76	10HA16	20.11	10
	y-y	64.35	0.051	0	0.065	262.98	5.62	5HA12	5.65	20
Appuis	x-x	118.11	0.095	0	0.125	256.5	10.58	10HA12	11.31	10
	y-y									

- **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \rightarrow \text{St} \leq \text{Min}(90, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Travée :**

Sens x-x : $\text{St} = 10 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$

On opte $\text{St} = 10 \text{ cm}$

Sens y-y : $\text{St} = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

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

- **Appui :**

Sens x-x :

$$\text{St} = 10 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

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

Sens y-y :

$$\text{St} = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérifications nécessaires :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{S\min} = 0,23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.98 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho = 0,62 \rightarrow \mu_x = 0,0794$$

$$\mu_y = 0,3205$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 233.92 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 74.65 \text{ kN.m}$$

1. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 19.98 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 63.45 \text{ kNm}$$

2. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 116.46 \text{ kNm}$$

Tableau VI.4 : vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kn.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérifié
Travée	x-x	197.98	20.11	16.95	18	416.55	250	non
	y-y	63.45	5.65	8.50	18	449.03	250	non
Appuis	x-x	116.46	11.31	11.93	18	423.31	250	non
	y-y							

➤ **Remarque :**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.5 : vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Travée	x-x	197.98	18HA16	36.19	13.84	18	239.70	250	oui
	y-y	63.45	8HA14	12.31	6.30	18	212.72	250	oui
Appuie	x-x	116.46	10HA16	20.11	9.76	18	245.03	250	oui
	y-y								

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES, donc on prévoit : 2 chaises de HA12

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \tau_u = \min (0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{q l^2}{2} = \frac{184.42 \times 6.69}{2} = 61.81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{615.81 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.28 < \tau_u \text{ 3MPa..... Vérifier}$$

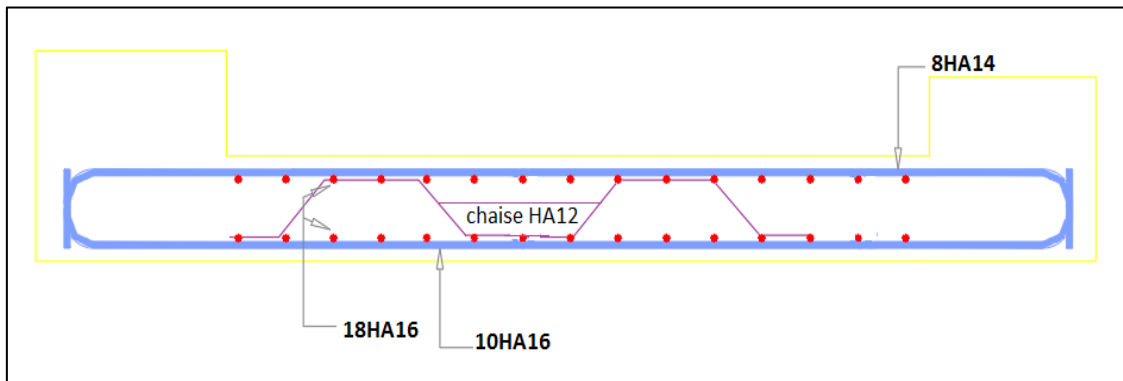


Figure VI.9 : schéma de ferrailage du radier.

VI.3.3.7. Ferrailage des nervures :**a. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- En travée : $M_t = 0,85M_0$

- Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b. Calcul des armatures :

$B = 75 \text{ cm}$; $h = 150 \text{ cm}$; $d = 135 \text{ cm}$

- **Sens porteur :** $L = 6.69 \text{ m}$; $q = 184.1 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.6 : ferrailage de la nervure (sens porteur)

	Mu (Kn.m)	μ	α	Z (mm)	As^{cal} (cm ²)	Choix	As^{adopté} (cm ²)
Travée	875.45	0.037	0.047	1324.6	15.21	10HA20	31.42
Appuis	514.97	0.022	0.027	1335.4	8.88	6HA20	18.85

- **Sens non porteur :** $L = 5 \text{ m}$; $q = 184.1 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.7 : ferrailage de la nervure (sens non porteur).

	Mu (Kn.m)	μ	α	Z (mm)	As^{cal} (cm ²)	Choix	As^{adopté} (cm ²)
Travée	489.01	0.021	0.026	1335.96	8.42	8HA16	16.08
Appuis	287.65	0.012	0.015	1341.9	4.93	6HA14	9.24

c. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} = 0,23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.98 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.8 : vérification des contraintes à l'ELS.

sens	position	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Porteur	travée	863.23	31.42	5.28	18	222.99	250	oui
	appuis	507.28	18.85	3.80	18	214.35	250	oui
Non porteur	travée	481.79	16.08	3.85	18	237.43	250	oui
	appuis	283.35	9.24	2.87	18	239.3	250	oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{ql^2}{2} = \frac{184.1 \times 6.69}{2} = 615.81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{615.81 \times 10^3}{750 \times 1350} = 0.6 < \tau_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99:

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} > \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t < \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} > \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$

RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} > 0.003b_0$$

$$S_t < \min \left(\frac{h}{2} ; 12\phi_1 \right) = 24 \dots \dots \dots \text{zone nodale}$$

$$S_t < \frac{h}{2} = 75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

Avec :

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t = 2 \text{ cm}$$

$$F_e = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.6 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; b = 75 \text{ cm} ; h = 150 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Tableau VI.9 : choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St	ϕ_t (cm)	A_t calculée (cm ²)	Choix des armatures	A_t (cm ²)
Nervure	150×75	courante	30	1	6.75	6HA12	6.79
		nodale	15		3.37	3HA12	3.39

5. Armatures de peau :

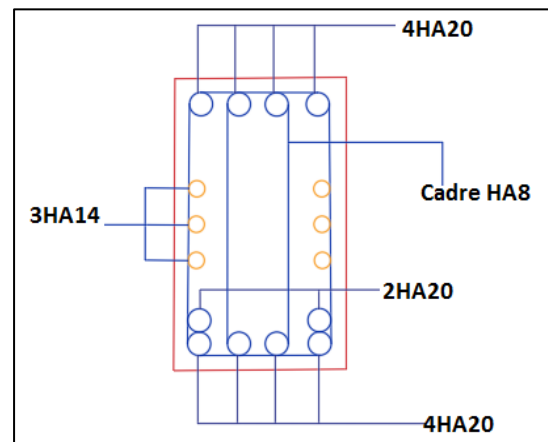
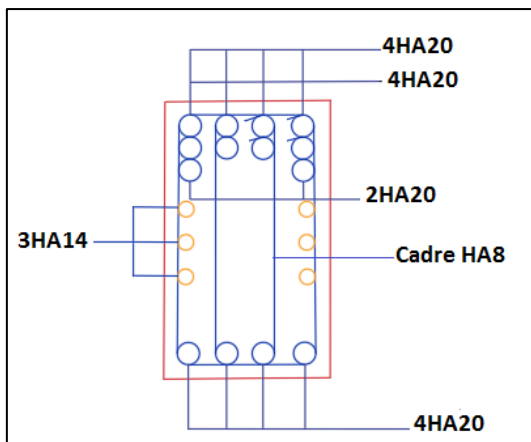
Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm²/ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$H = 150 \text{ cm}$

$A_p = 2 \times (3 \times 1.5) = 9 \text{ cm}^2$

On choisit $A_p = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- **Schéma de ferrailage de nervure**
- **sens porteur de nervure :**

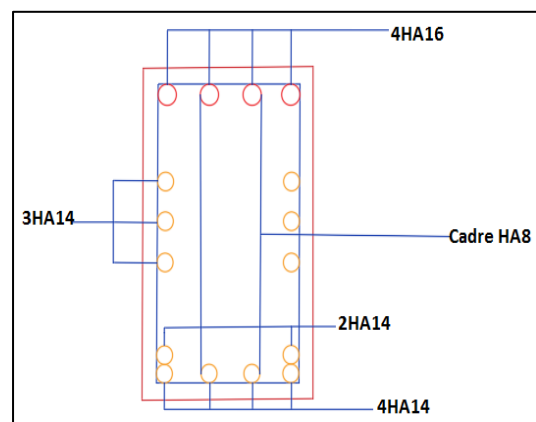
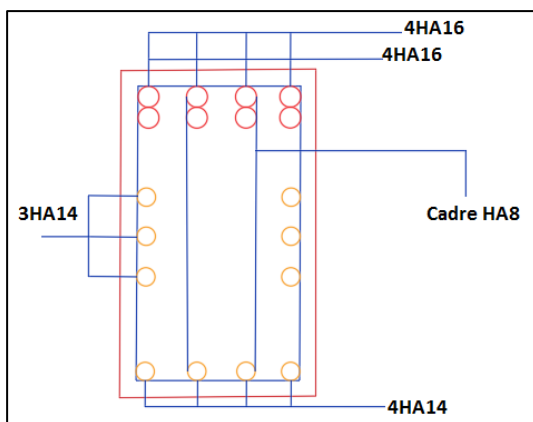


VI.4.3.1.

Travée

Appuie

- **sens non porteur de nervure :**



Travée

Appuie

Figure VI.10 : schéma de ferrailage de nervures.

VI.4. Voile périphérique :**VI.4.1. Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 et les fondations.

VI.4.2. 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 $e \geq 15$ 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 : Section du voile.

VI.4.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 2.88$ m ; $L_y = 6,50$ m ; $e = 20$ cm.

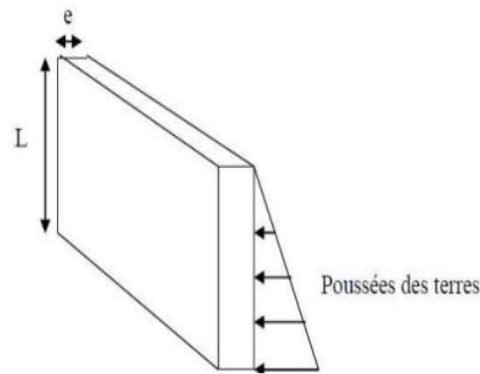


Figure VI.11 : poussées de terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile. h

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 38^\circ ; A = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.23 ; \text{ avec } \pi = 180^\circ$$

$$Q = A \times h \times \gamma = 13.57 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times Q = 18.33 \text{ kN/ml}$$

VI.4.4. Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.88}{6.50} = 0.44 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson :

- 0 a l'ELU
- 0.2 a l'ELS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99"

$$\rho = 0,44 \rightarrow \mu_x = 0.1049$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_x = M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 15.94 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 3.9 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{t_x} = 0,85M_x = 13.54 \text{ kNm}$$

$$M_{t_y} = 0,85M_y = 3.31 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a_x} = M_{a_y} = 0,5M_x = 7.97 \text{ kNm}$$

VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : ferrailage de voile périphérique.

	Sens	Mu (kNm)	μ	As' cm ²	α	Z (cm)	As ^{calculé} (cm ²)	Choix	As ^{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	13.54	0.02	0	0.025	187.2	1.66	4HA10	3.14	25
	y-y	3.31	0.006	0	0.007	179.49	0.42	2HA10	1.57	50
Appuis	x-x	7.97	0.014	0	0.017	178.77	1.02	2HA10	1.57	50
	y-y									

VI.4.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_l > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

VI.4.7. Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm

On a:

$$12 \text{ cm} < e < 30 \text{ cm}$$

$$h = e = 20 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_x > A_x^{\min} ; \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) \frac{bh}{2}$$

$$A_y > A_y^{\min} ; \quad A_y^{\min} = \rho_0 bh$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0006$)

$$A_x^{\min} = 0.0006 \left(3 - \frac{2.88}{6.5}\right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 1.57 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$$A_x = 1.57 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 1.57 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

VI.4.8. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} < \tau_u = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{18.33 \times 2.88 \times 6.5}{2 \times 2.88 + 6.5} = 27.99 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{18.33 \times 6.5}{3} = 39.71 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x ; T_y) = 39.71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{39.71 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.22 < 1.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{vérifier}$$

VI.4.9. Vérification à L'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = Q1 = 13.57 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,44 \rightarrow \mu_x = 0.1049$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \rightarrow M_x = 11.8 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 2.95 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 10.03 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 2.50 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 5.9 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.11 : ferrailage des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
Travée	x-x	10.03	4HA10	3.14	3.26	18	190.41	250	oui
	y-y	2.50	2HA10	1.57	1.09	18	93.09	250	oui
Appuis	x-x	5.9	2HA10	1.57	2.57	18	219.70	250	oui
	y-y								

- **Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.**

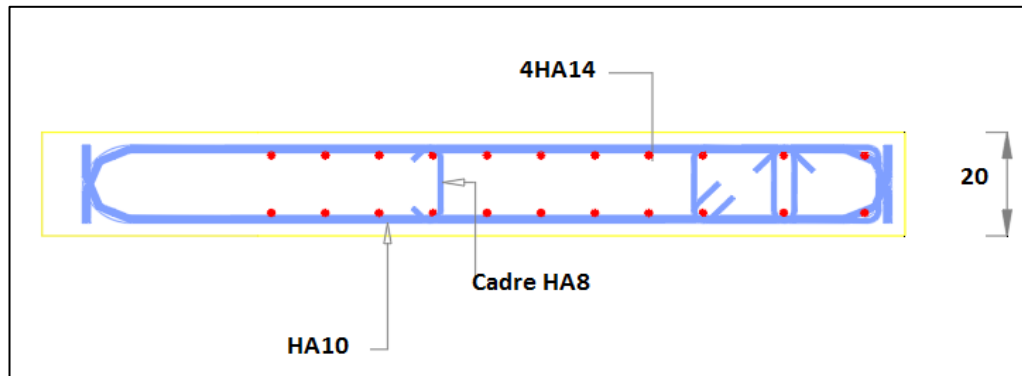


Figure VI.12 : Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.

- **Ferraillage du Voile Périphérique sens y-y.**

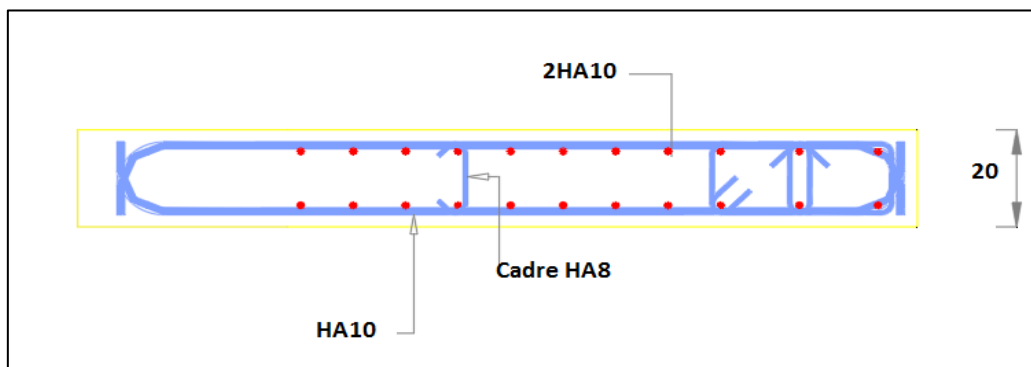


Figure VI.13 : Ferraillage du Voile Périphérique sens y-y.

Conclusion

Conclusion :

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir, en se basant 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.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères suivants : La résistance – la sécurité – l'économie

On a pu aboutir à des conclusions qui représentent en réalité des observations et des constatations déduites des différents chapitres de cette étude que:

L'étude de ce projet a permis d'appliquer les connaissances acquises durant le cursus universitaire et de les approfondir. En se basant sur les documents techniques et réglementaires, nous avons mis en application les logiciels de calcul récents et mis en évidence les principes de base à prendre en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique. Les principaux critères pris en compte dans l'étude de la structure sont la résistance, la sécurité et l'économie.

Les conclusions de cette étude sont les suivantes :

- les poteaux rectangulaires ne sont pas fonctionnels avec les structures irrégulières.
- le joint de dilatation est un élément indispensable dans notre structure.
- Il est important de noter que la disposition des voiles a été conçue dans le but d'éviter le problème de torsion. Cela garantit une répartition équilibrée des forces sismiques dans la structure.
- Le calcul des poutres porteuses à donner un ferrailage maximal en travée et sur appui selon la combinaison ELU
- Pour le ferrailage des poteaux, il a été constaté que les calculs ont abouti à un ferrailage inférieur au ferrailage minimum donné par le règlement RPA 99. Cela est dû au fait que les voiles ont repris tous les efforts horizontaux subis par la structure. Malgré cela, il est important de respecter les exigences minimales de ferrailage pour assurer la sécurité structurale.

Conclusion

- Le calcul de ferrailage des voiles par la méthode des contraintes à donner un ferrailage dense aux extrémités par rapport au ferrailage dans la zone courante, et cela par ce que les contraintes dans les extrémités et moins importantes dans les autres zones.
- Étant donné la capacité portante du sol établie par le laboratoire (égale à 1,7 bars), le type de fondation adopté est un radier général d'une hauteur de 30 cm avec des nervures d'une section de 75 x 150 cm.

À travers l'étude de ce projet, l'utilisation du logiciel ETABS a permis de calculer les différents éléments de la superstructure et de l'infrastructure. Le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) est une étape importante mais temporaire dans le calcul d'une structure. La conception finale est principalement basée sur le calcul dynamique, dont les résultats doivent impérativement vérifier les conditions citées par le règlement parasismique algérien RPA 99.

Enfin, dans l'étude d'un projet, il est essentiel de tenir compte de deux facteurs : la sécurité et l'économie. Cela ne peut être réalisé que si les prescriptions et les recommandations des règlements en vigueur (BAEL, RPA) sont appliquées.

Références

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

[1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).

[2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (mars 1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 – Juin 2005).

[3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2 (Document technique réglementaire, 24 octobre 1988).

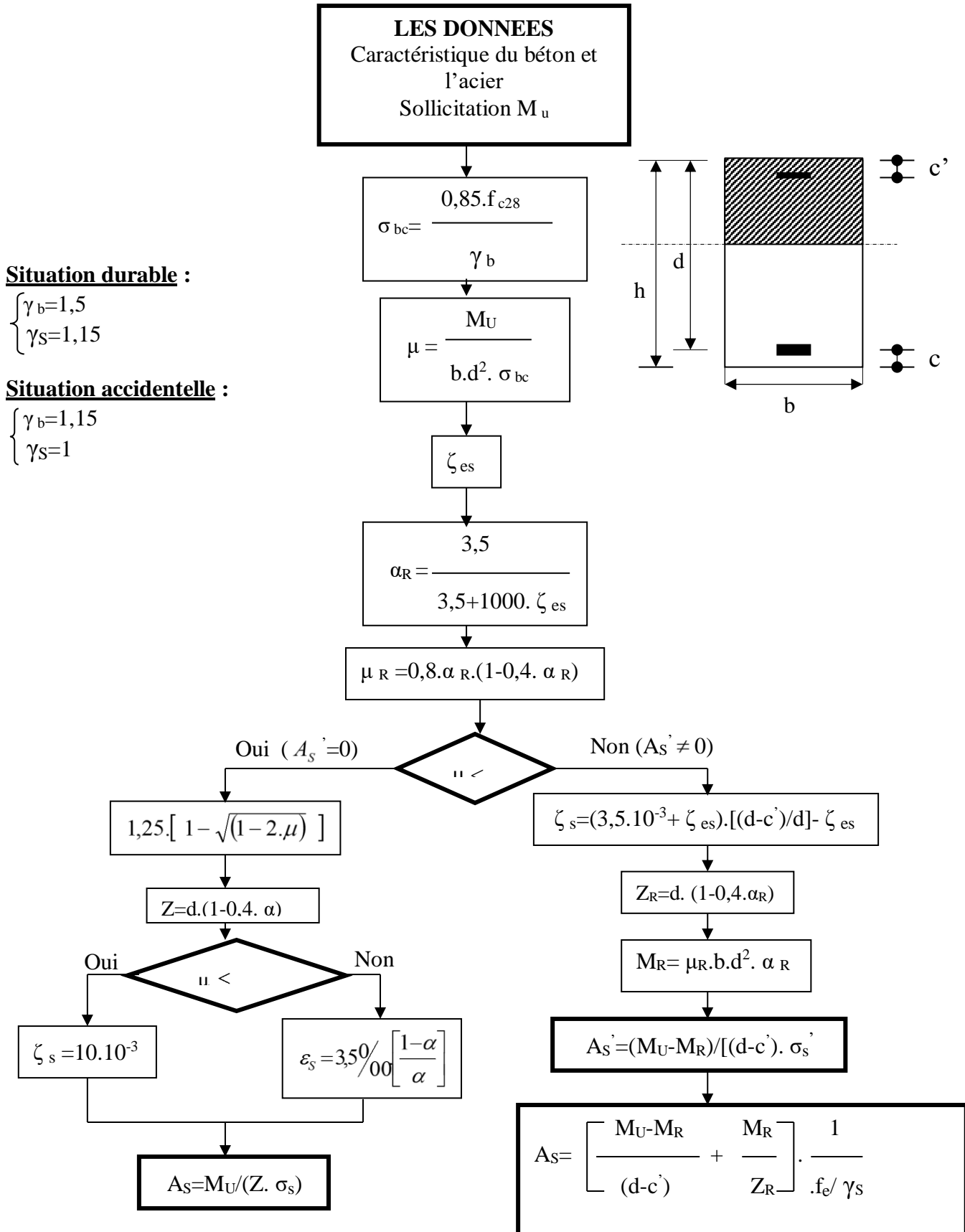
[4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).

[5] RAFIK TALEB, " Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 -Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions " ; Journal of materials and engineering structures 4 (2017) 139-154

Appendices

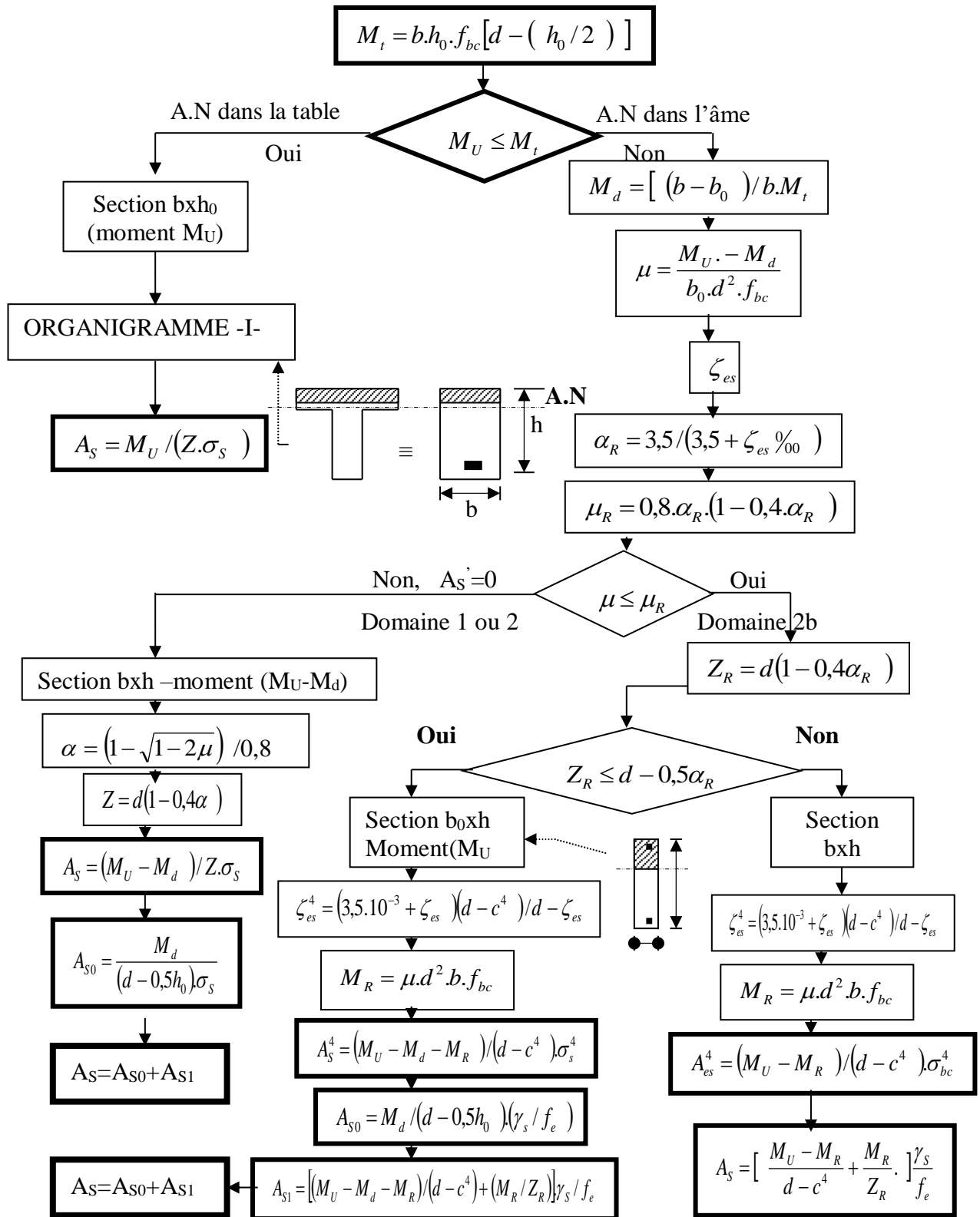
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



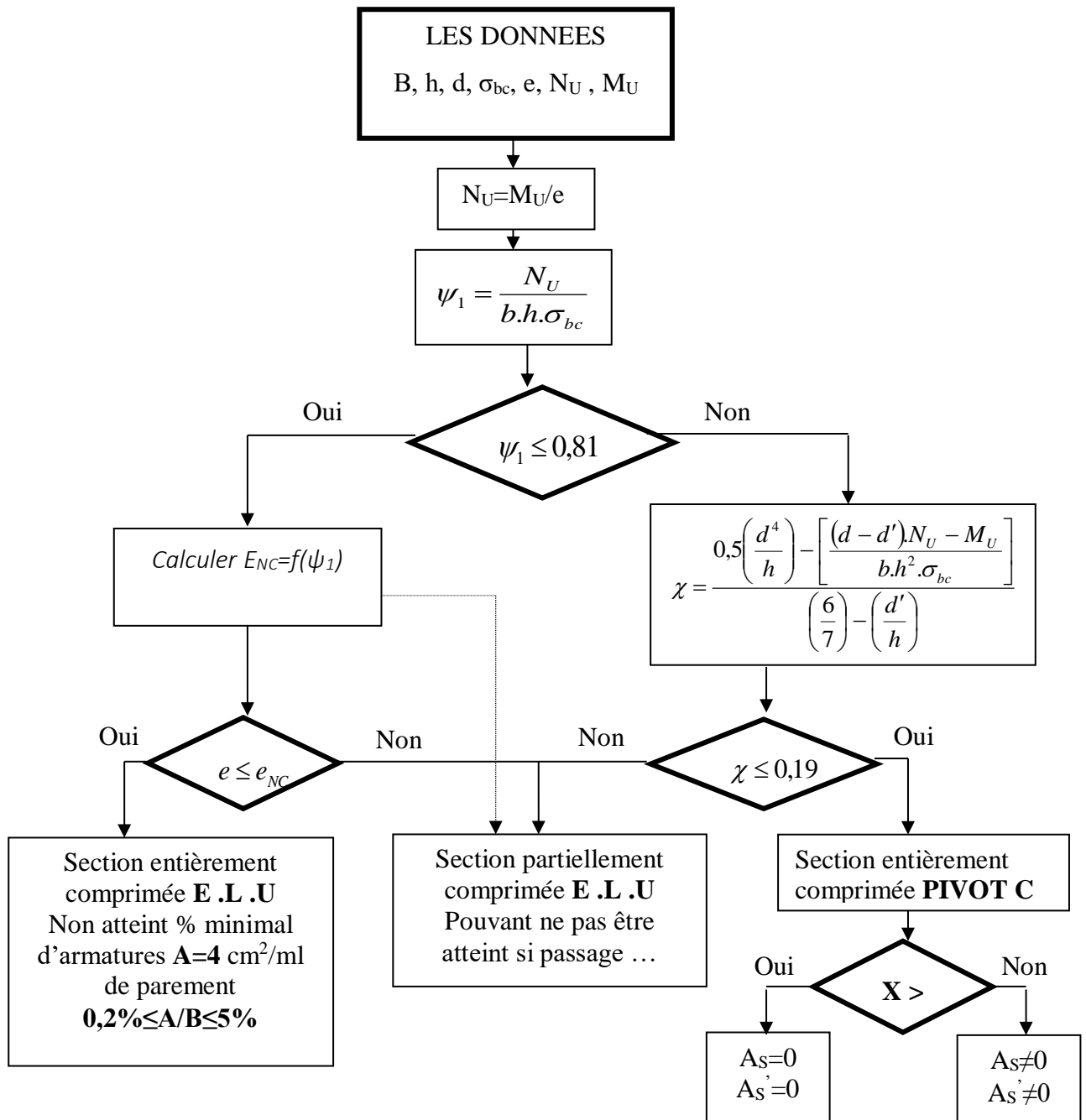
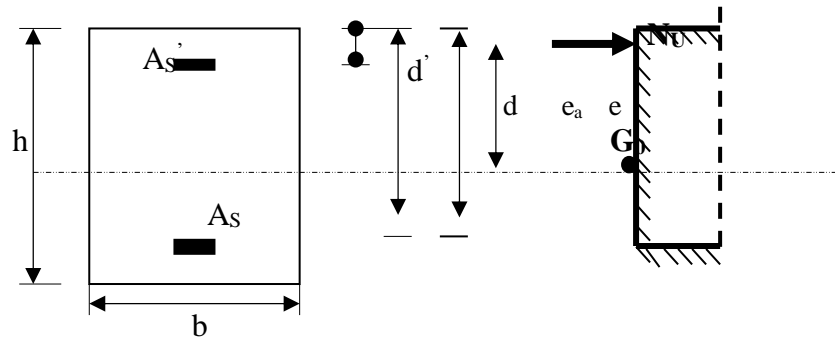
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



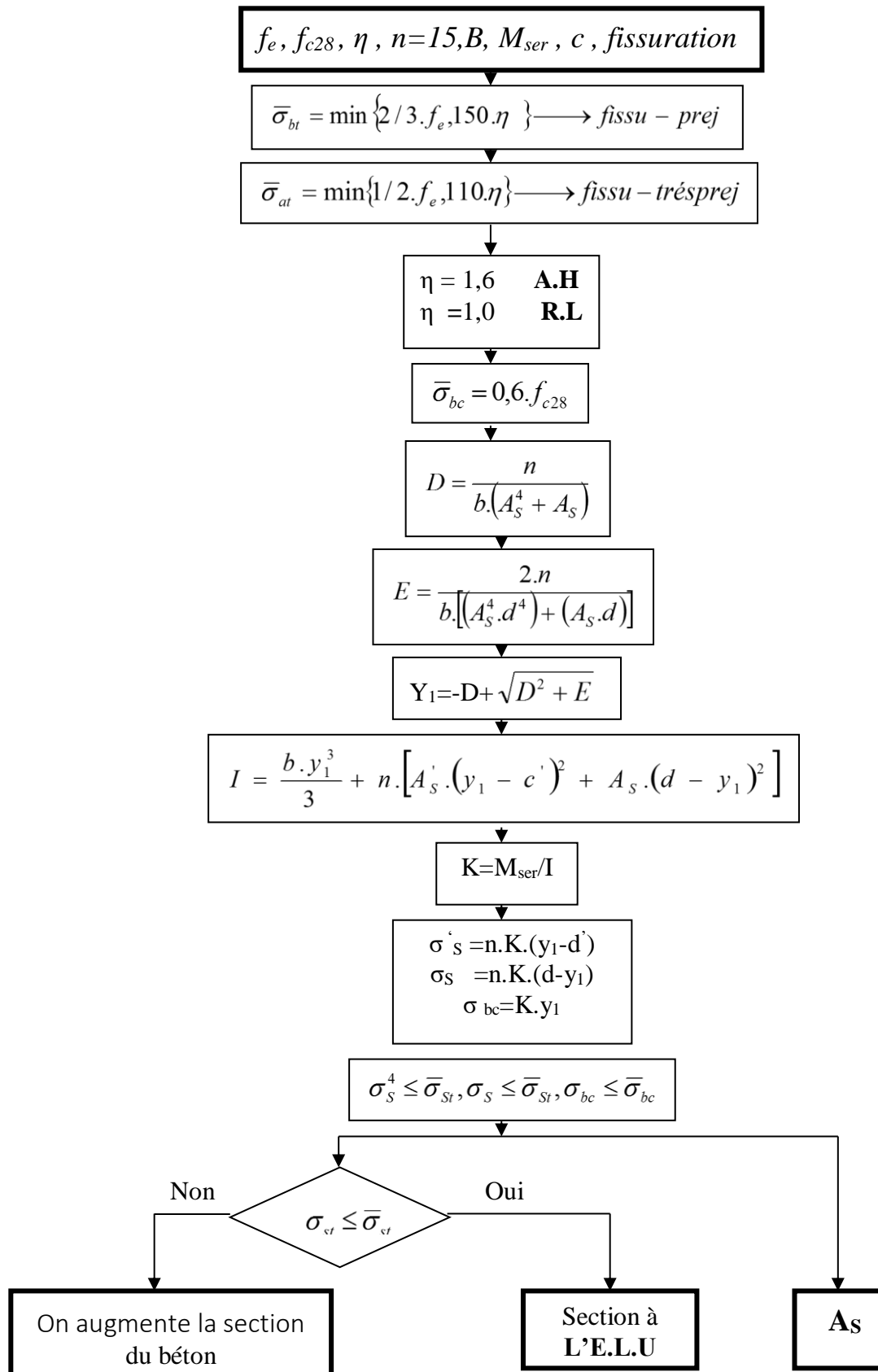
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

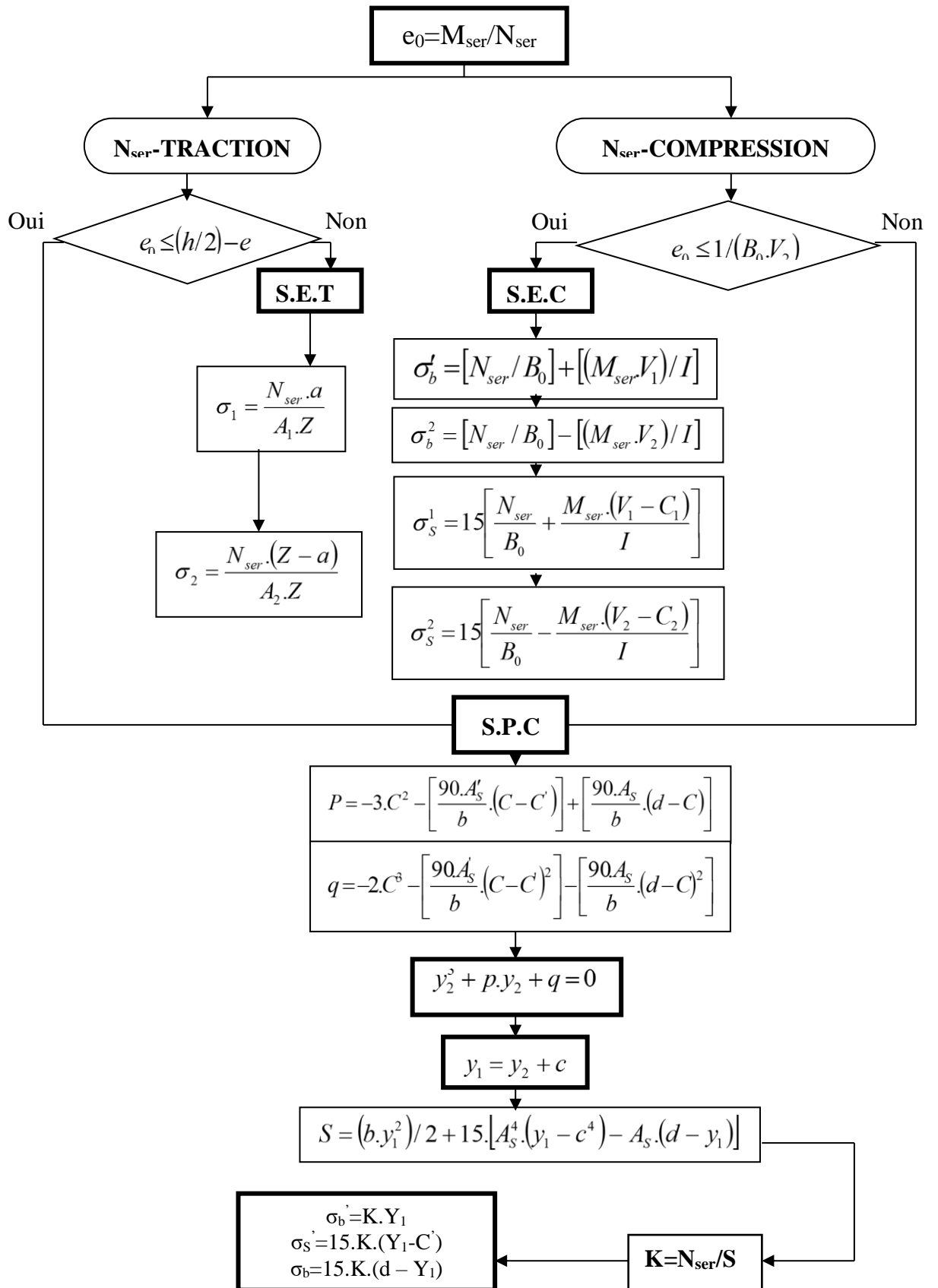


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E .L .S

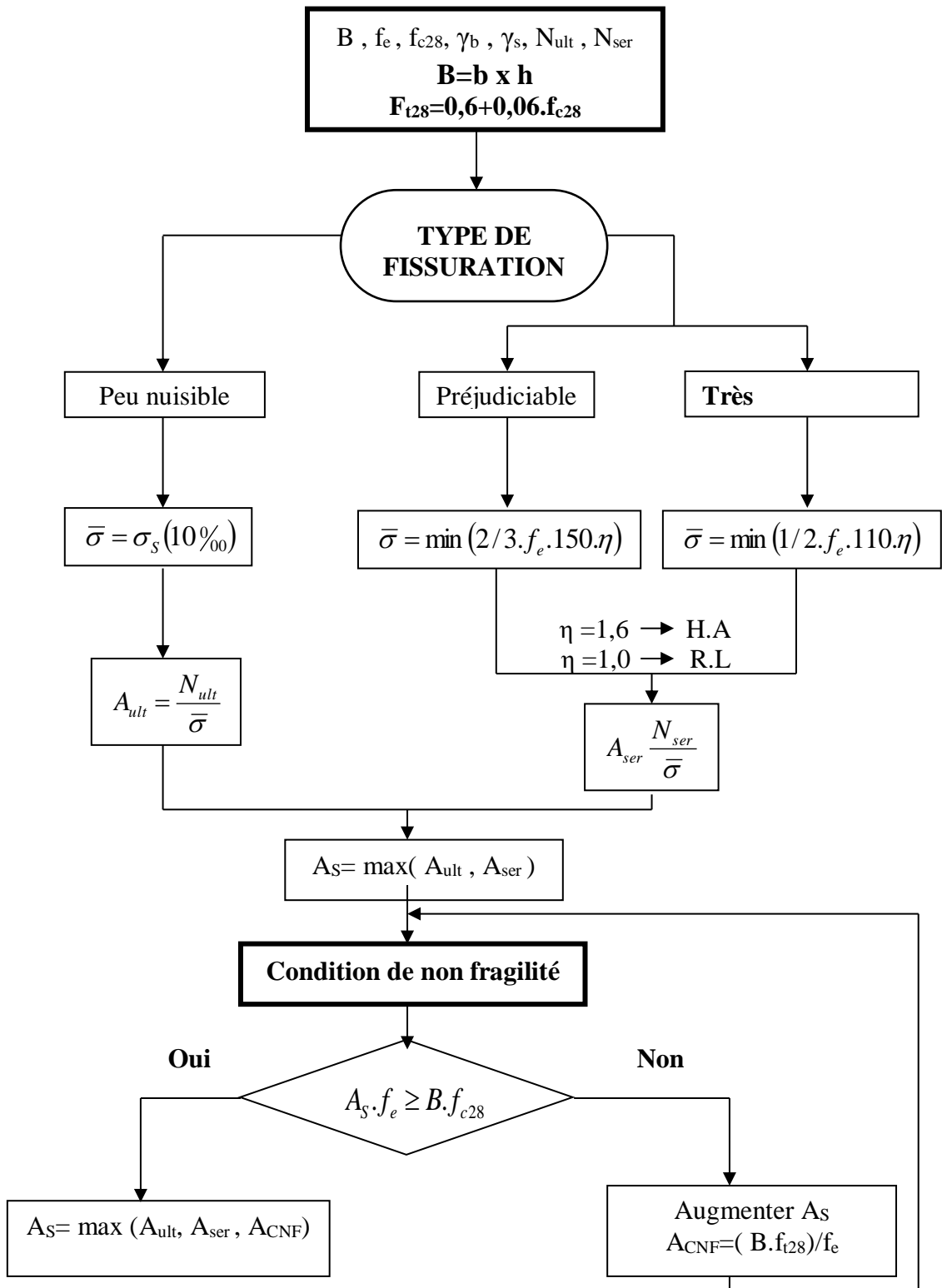


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



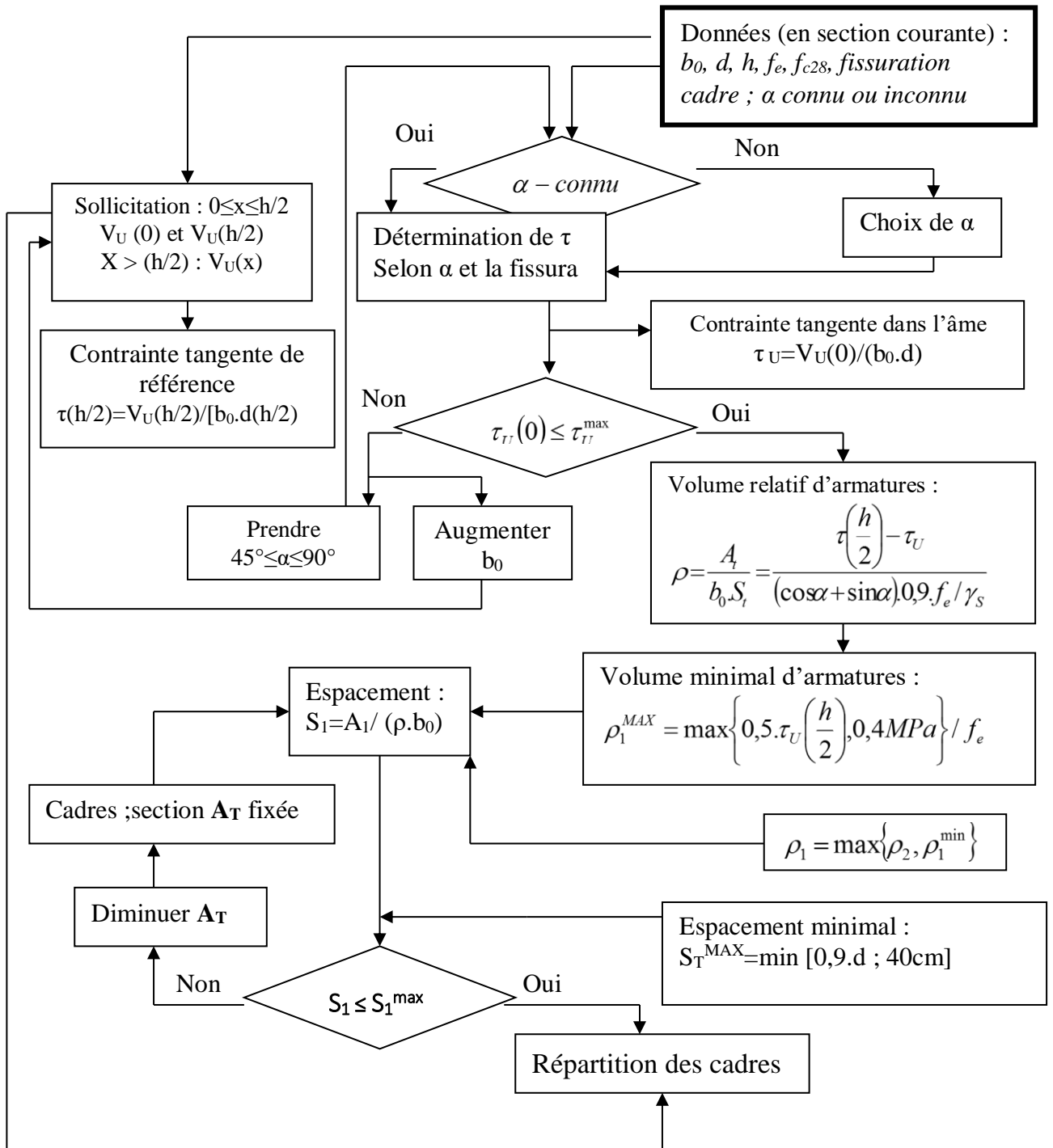
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Appendices

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm Tableau des armatures

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

Appendices

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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