



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB - BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

EN GENIE CIVIL

Spécialité : structures.

TITRE :

ETUDE D'UN BATEIMEN R+8+01SSOL CONTREVENTÉ
PAR DES VOILES ET DES PORTIQUES

Présenté par :

BACHSAISS WALID

BOUGHADOU MOHAMED EL MAHDI

Encadré par :

Mme AOUALI nawel

Devant le jury composé de :

Mme BELHAOUENE . I

Président

MR : DJAHRA . A

Examineur

Blida, Septembre 2022.

ملخص

يتمثل الهدف المنشود الذي تم تنفيذه في إطار هذه الأطروحة في دراسة مبنى في شكل غير منتظم في مخطط ومنتظم في الارتفاع من الخرسانة المسلحة يتكون من طابق أرضي +8 طوابق + قبو، يقع هذا المشروع في ولاية البليدة مصنفة في المنطقة الثالثة وفقاً للائحة التطفل الجزائري (RPA99 نسخة 2003)

يتعلق العمل الحالي بدراسة تحسين السلوك الزلزالي للهيكل من خلال تأثير موضع أشعة التدعيم، تم اقتراح العديد من المتغيرات لدراسة أفضل تخطيط لأشعة التدعيم التي تلبى الشروط الموضحة في لوائح البناء المطبقة في الجزائر (BAEL91، CBA93 الإصدار 2003، RPA99) تم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام SAP 2000 و ETABS وتم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (أعمدة الحزم) بواسطة برنامج تعزيز SOCOTEC

بينما تم إجراء ذلك من الأشعة يدويا بطريقة الإجهاد تتكون دراسة البنية التحتية من شطب عام محسوب يدوياً

كلمات مفتاحية

ETABS SOCOTEC الخرسانة المسلحة SAP2000 أعمدة الحزم BAEL91 RPA99 نسخة 2003 CBA93

RESUME

L'objectif menés dans le cadre de cette thèse, consiste étudier un bâtiment en forme irrégulière en plan et régulière en élévation en béton armé constitué d'un rez de chaussée + 8 étages + un sous-sol, ce projet se situe à la wilaya BLIDA qui est classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003)

Le présent travail concerne dans une première partie une étude d'amélioration du comportement sismique de la structure par l'influence de la position des voiles de contreventements, plusieurs variantes ont été proposés pour étudier la meilleur disposition des voiles de contreventement qui répond aux conditions décrites par les règlements de construction appliqué en Algérie (**RPA99 version 2003** , **CBA93** , **BAEL91**), l'analyse dynamique a été effectuer à l'aide du logiciel ETABS ET SAP 2000, le ferrailage des éléments porteurs (poteaux poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC alors que celui des voiles a été fait manuellement par la méthode des contrainte , l'étude de l'infrastructure est composée d'un radier générale calculé manuellement,

Mots clé

Bâtiments ; voiles ; RPA99 modifie 2003 ;BAEL91 ; SAP2000 ; ETABS ; SOCOTEC CBA93 ; poteau ;poutre ;radier ;générale

ABSTRACT

In order to meet the ever-increasing demand for civil and industrial construction, which has arisen from economic and social needs over the last few decades, the construction of larger structures has emerged as an alternative. Unfortunately; the latter can be exposed to different types of risks, which can be classified into three categories :

- natural risks, such as floods, earthquakes, ground movements, avalanches, etc..
- Technological risks, of human origin, such as industrial, nuclear, biological risks, dam breaks, etc...
- Risks related to everyday life such as fire, swimming pool or elevator safety ..

Therefore, it becomes necessary to ensure the resistance and stability of these constructions. Depending on the nature and characteristics of the materials used and the site and other factors, the response to this requirement implies taking into account certain standards and earthquake-resistant rules.

The engineer is therefore called upon to design structures with sufficient rigidity and strength so as to save human lives and limit material damage due to damage to the structure.

The elaboration of this end-of-study project allowed us to highlight our knowledge acquired during the master training cycle, to deepen it by using technical documents and by applying different regulations and calculation methods, as well as by using different recent calculation softwares. this work is the study of the structure of a multi-use building of irregular shape in plan and regular in elevation in reinforced concrete consisting of a ground floor + 8 floors + a basement. This project is located in the wilaya of blida which is classified in zone III according to the Algerian earthquake regulations (**RPA 99 version 2003**). Important points from this study are :

- Pre-dimensioning is a preliminary step that aims at selecting sections for structural elements in order to model them. A well thought-out pre-dimensioning will greatly facilitate the dynamic study of the structure.
- Earthquake, one of the effects to be considered in the design of structures, remains the most dangerous, so the modeling of structures requires a good mastery of the finite element method and the software that uses it (SAP2000 and ETABS17).
- The study of the dynamic behavior of a structure with an irregular plan shape has allowed us to better visualize the presence of diagonal modes along the main axes of the structure.

- The optimal arrangement of the bracing sails will ensure the ideal behavior of the structure and avoid oversizing or overbracing of the resistant elements.
- The reinforcement of beams and columns calculated by the **SOCOTEC** application while verifying the criteria imposed by **RPA99ver2003 and BAEL99**.
- The choice of the type of foundation depends on the nature of the soil and the volume of the loads preventing the structure.
- The use of software and calculation programs (SAP2000, ETABS17, SOCOTEC, EXCEL...) allows to reduce the errors of manual calculation and the time of the study.

REMERCIEMENTS

Avant tout ; nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné de la force et la patience pour mener à terminer ce travail.

Nous tiendrons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de ma soutenance

Nous voudrions tout d'abord remercier notre promotrice de mémoire Mme N.AOUALI, pour sa patience, sa disponibilité et aussi ses judicieux conseils

Nous remercions également tout l'équipe pédagogique de l'université Saad Dahleb et les intervenants professionnels responsable de notre formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci

Ainsi nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce travail.

Sans oublier nos parents pour leur soutien constant et leurs encouragements et leurs sacrifices, ainsi nos amis proches.

**** Dédicace ****

Je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce modeste travail

À l'être le plus cher de ma vie, ma mère

À celui qui m'a fait de moi un homme, mon père

pour leurs encouragements et soutien tout la durée de mes études

À mes deux petits frères : Imad Eddine et sief Eddine

À la famille BOUGHADOU

A ma seconde mère, ma chère tante, que Dieu lui fasse miséricorde

À mon binôme Walid pour ses sacrifices

A mes chères collègues : Zakaria, marwa et Yousra

A tous mes amis

**** Dédicace ****

C'est à grâce de DIEU que j'ai achevé cet humble travail.

Je dédie ce projet :

A mon cher père,

A ma chère mère,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir
Et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frère ,

Pour son soutien moral et ses conseils tout au long de mes études,

A toute ma famille,

A tous mes ami(e)s

(riad , brahim , zaki , yousra, mehdi)

Qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès. A tous
ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Merci

Introduction générale

L'ingénieur de génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation) l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règlements parasismiques Algériens **RPA99/2003**.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R + 8 +sous-sol) à usage d'habitation et commerciale, contreventé par une structure mixte (voiles + portiques). Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/version2003**). Sa réponse va être

calculée en utilisant le logiciel **SAP 2000V14** et **ETABES**. Pour cela, on a suivi le plan de travail suivant :

Chapitre 1 : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés.

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments.

Chapitre 3 : l'étude des éléments secondaires.

Chapitre 4 : la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments principaux, fondé sur les résultats du chapitre 4

Chapitre 6 : l'étude de l'infrastructure

Sommaire

I	CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
I.1	Présentation de l'ouvrage	1
I.1.1	Introduction.....	1
I.1.2	Représentation de l'ouvrage :	1
I.2	Les caractéristiques géométriques du bâtiment :.....	1
I.2.1	Dimensions en plan :	1
I.2.2	Dimension en élévation :.....	1
I.3	Description structurelle.....	2
	Les planchers	2
I.3.1	Le béton :.....	3
I.3.2	L'acier :	8
I.4	Hypothèses de calcul aux états limites :	9
I.4.1	Hypothèse de calcul à l'ELU :.....	9
I.4.2	Hypothèse de calcul à l'ELS :.....	10
I.4.3	Combinaison de calcul :.....	10
I.4.4	Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « ELU » :.....	10
I.4.5	Les combinaisons de calcul à l'état limite de service « ELS » :.....	10
I.5	Règlements et normes utilisés	11
I.6	Les logiciels utilisés :.....	11
II	CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	13
II.1	Introduction	13
II.2	Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	13
II.2.1	Les planchers	13
II.3	Pré dimensionnement des poutres :	14
II.3.1	Les poutres principales :.....	15
II.3.2	Les poutres secondaires :	15
II.3.3	Conclusion :.....	15
II.4	les voiles :.....	16
II.5	Les balcons:	17
II.6	Les escaliers :.....	18
II.7	L'Acrotère :.....	20
II.8	LES POTEAUX :.....	20

II.8.1	.Décente des charges :	21
II.8.2	Loi de dégression de charge :	28
II.8.3	Les surcharges cumulées :	28
II.8.4	Conclusion :	30
III	CHAPITRE.III : Calcul des éléments secondaires.	32
III.1.1	Introduction.....	32
III.2	Etude de l'acrotère.....	32
III.2.1	Mode de réalisation :	32
III.2.2	Evaluation des charges :	32
III.2.3	Sollicitations:	33
III.2.4	Calcul du ferrailage	34
III.2.5	Vérification :	35
III.2.6	Présentation du ferrailage	38
III.3	Etude du balcon.....	38
III.3.1	Calcul des sollicitations.....	39
III.3.2	Calcul des moments :	40
III.3.3	Calcul du ferrailage :	40
III.3.4	Vérification :	41
III.3.5	Dessin de ferrailage du balcon.....	43
III.4	Etude d'escalier	44
III.4.1	Détermination des sollicitations	44
III.4.2	Calcul du ferrailage :	46
III.4.3	Vérification :	46
III.4.4	Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature	50
III.4.5	Présentation du ferrailage	52
III.5	Poutre palière.....	52
III.5.1	Pré-dimensionnement :	52
III.5.2	Vérification aux conditions du RPA99/v2003	53
III.5.3	Évaluations des charges :	53
III.5.4	Calcul de la poutre à la flexion :	53
III.5.5	Calcul de ferrailage	54
III.5.6	Vérification	54
III.5.7	Vérification de la contrainte de cisaillement :	56
III.5.8	Armatures transversales:.....	56

III.5.9	Vérification de la flèche :	56
III.5.10	Calcul de la poutre palière a la torsion :	57
III.5.11	Résistance en torsion et flexion :	57
III.5.12	Les armatures longitudinales :	57
III.5.13	Les armatures transversales :	57
III.5.14	Les armatures totales :	58
III.6	Prédimensionnement des poutrelles:	58
III.6.1	Introduction.....	58
III.6.2	Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :	60
III.7	Etude des planchers :	61
III.7.1	Introduction.....	61
III.7.2	Méthode de calcul.....	61
III.7.3	Evaluation des charges et surcharges :	63
III.7.4	Ferraillage:.....	64
III.7.5	Calcul des efforts internes :	66
III.7.6	Calcul du ferraillage :	68
IV	CHAPITRE IV.ETUDE SISMIQUE :	78
IV.1	Introduction :	78
IV.2	Objectifs et exigences.....	78
IV.3	Méthodes de calcul :	78
IV.3.1	Méthode statique équivalente :	78
IV.4	Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale.....	79
IV.5	Calcul de la période fondamentale de la structure.....	81
IV.6	Méthode d'analyse modale spectrale :	82
IV.7	Les hypothèses :	84
IV.8	Description de logiciel ETABS :	84
IV.9	Disposition des voile.....	84
I.1	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donne par etabs :	85
IV.10	Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :	86
IV.10.1	Analyse des résultats :	87
IV.10.2	. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	87
I.2	Vérification de l'interaction voiles-portiques [1] :	88
IV.10.3	Vérification de l'effort normal réduit [1] :	89
IV.10.4	Analyse des résultat.....	90

IV.11	Vérification vis-à-vis des déplacements.....	91
IV.11.1	Analyse des résultats	94
IV.12	Justification vis-à-vis de l'effet P-delta	94
	Analyse des résultats	96
IV.13	Conclusion	96
V	CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX	98
V.1	Introduction	98
V.2	Ferraillage des poteaux :	98
V.2.1	Introduction.....	98
V.2.2	Recommandation selon RPA99/2003 :	99
V.2.3	Calcul des sections de ferraillage.....	100
V.2.4	Choix des armatures :.....	102
V.2.5	Vérification	103
V.2.6	Longueur de recouvrement [1] :	105
V.2.7	Ferraillage des armatures transversales	105
V.3	Ferraillage des poutres :	109
V.3.1	Introduction :	109
V.3.2	Les combinaisons des charges	109
V.3.3	Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [2] :	109
V.3.4	Calcul du ferraillage	110
V.3.5	Poutre porteuse (30x 45) :	112
V.3.6	Choix des armatures :	115
V.3.7	Poutre non porteuse (30x 40) :	116
V.3.8	Choix des armatures :	119
V.3.9	Condition de non fragilité :	120
V.3.10	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	120
V.3.11	Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :	122
V.3.12	Recouvrement des armatures longitudinale :	124
V.3.13	Vérification de la fléché :	125
V.4	Ferraillage des voiles	129
V.4.1	introduction.....	129
V.4.2	Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales ::	129
V.4.3	Rôle de contreventement :	129
V.4.4	Ferraillage des voiles :	129

V.4.5	Combinaison [1] :.....	130
V.4.6	Prescriptions imposées par RPA99/2003 [1] :	130
V.4.7	Règles générales :.....	131
V.4.8	La méthode de calcul :.....	132
	On distingue 3 cas :	132
V.4.9	Ferraillage.....	133
V.4.10	. Exemple d'application :.....	134
V.4.11	Armatures verticales :.....	135
V.4.12	Ferraillage horizontal et Vérification des voiles à l'effort tranchant :	142
V.4.13	. Ferraillage des linteaux :	145
V.4.14	Conclusion	151
VI	CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS.....	153
VI.1	Introduction	153
VI.2	Choix du type des fondations	153
VI.3	Eudes des fondations	153
VI.3.1	Vérification de la semelle isolée	153
VI.3.2	Vérification des semelles filantes	155
VI.4	Vérification du radier générale.....	157
VI.4.1	Pré dimensionnement	158
VI.4.2	Conclusion :	158
VI.5	Prédimensionnement du radier :	158
VI.5.1	La dalle du radier :	158
VI.6	Les nervures :	159
VI.6.1	Largeur de la nervure [2]	159
VI.6.2	La hauteur de la nervure :	159
VI.7	Le choix final :.....	160
VI.8	Caractéristiques géométriques du radier :	161
VI.8.1	. Position du centre de gravité :.....	161
VI.8.2	Moment d'inertie :	161
VI.9	Vérifications nécessaires :	161
VI.9.1	. Vérification de la stabilité du radier :.....	161
VI.9.2	. Vérifications des contraintes sous le radier :	162
VI.9.3	. Détermination des sollicitations les plus défavorables :.....	165
VI.9.4	Ferraillage du radier :	165

VI.9.5	. Ferrailage de la dalle du radier :	165
I.1.1	Ferrailage de la dalle :	167
VI.9.6	Vérifications nécessaires :	167
VI.9.7	Ferrailage des nervures :	169
VI.9.8	. Calcul des efforts :	169
VI.9.9	Armatures transversales :	172
VI.9.10	Armatures de peau :	172
VI.10	Voile périphérique :	174
VI.10.1	Introduction :	174
VI.10.2	Evaluation des charges :	174
VI.10.3	. Efforts dans le voile périphérique [2] :	175
VI.10.4	Ferrailage du voile périphérique :	175
VI.10.5	Condition exigée par le RPA99/version2003 :	176
VI.10.6	Condition de non fragilité [2] :	176
VI.10.7	Vérification de l'effort tranchant [2] :	176
VI.10.8	Vérification a l'ELS [2] :	177

Liste des tableaux

Tableau.I. 1:propriétés mécaniques de l'acier	8
Tableau.II. 1:Epaisseur de palier et volie	20
Tableau.II. 2: Evaluation des charges d'exploitation de notre structure.	22
Tableau.II. 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.	22
Tableau.II. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	23
Tableau.II. 5: Evaluation des charges permanentes du balcon.....	23
Tableau.II. 6: Evaluation des charges permanentes Mur extérieur	24
Tableau.II. 7: Evaluation des charges permanentes Mur intérieurs	25
Tableau.II. 8: Evaluation des charges permanentes de l'acrotère	25
Tableau.II. 9 : Evaluation des charges permanentes de palier d'escalier	25
Tableau.II. 10: Evaluation des charges permanentes de voile d'escalier.....	26
Tableau.II. 11 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau	29
Tableau.III. 1:: Combinaisons d'action	34
Tableau.III. 2: Armatures longitudinales E.L.U	35
Tableau.III. 3: Charges et surcharges au niveau du balcon.....	40
Tableau.III. 4:résultants calcul des sollicitations	40
Tableau.III. 5: Armatures longitudinales E.L.U	41
Tableau.III. 6: Vérification de la contrainte.	41
Tableau.III. 7: Ferrailage du balcon	42
Tableau.III. 8: Récapitulatif des résultats dus à la contrainte de cisaillement	42
Tableau.III. 9: Evaluation des charges	45
Tableau.III. 10:: Calcul des sollicitations.....	45
Tableau.III. 11: Effort interne dans les escaliers.....	45
Tableau.III. 12:: Armatures longitudinales E.L.U	46
Tableau.III. 13: Vérification de la contrainte.	47
Tableau.III. 14: Ferrailage des escaliers.....	47
Tableau.III. 15: récapitulatif des résultats	54
Tableau.III. 16: Armatures longitudinales E.L.U	54
Tableau.III. 17: Vérification de la contrainte.	55
Tableau.III. 18: Choix du ferrailage de la poutre palière.....	55
Tableau.III. 19: Choix du ferrailage de la poutre palière.....	58
Tableau.III. 20: : Charges et surcharges sur les poutrelles.....	60
Tableau.III. 21:Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	69
Tableau.III. 22:Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	69
Tableau.III. 23:Vérification à l'ELS.	72
Tableau.III. 24:Calcul de la flèche.....	74
Tableau.VI. 1: Section des semelles filantes continue sens y-y.....	156
Tableau.VI. 2: Section des semelles filantes continue sens x-x.....	156

Tableau.VI. 3: Vérification de l'intersection entre les semelles filante	157
Tableau.VI. 4: Vérification du rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles.....	157
Tableau.VI. 5: Contraintes sous le radier a l'ELU.....	164
Tableau.VI. 6:: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	165
Tableau.VI. 7: Ferrailage des panneaux du radier.	167
Tableau.VI. 8: Vérification des contraintes de béton a l'ELS.	168
Tableau.VI. 9:Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.....	168
Tableau.VI. 10: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.	168
Tableau.VI. 11: Ferrailage des nervures.....	170
Tableau.VI. 12: Vérification des contraintes de béton a l'ELS	170
Tableau.VI. 13: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.....	171
Tableau.VI. 14: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS	171
Tableau.VI. 15: Calcul des armatures transversales.	172
Tableau.VI. 16: Ferrailage du voile périphérique.....	176
Tableau.VI. 17:Vérification des contraintes de béton a l'ELS	178
Tableau.VI. 18 : Vérification des contraintes d'aciers a l'ELS	178
Tableau V 1Ferrailage des poteaux suivant cas 01: Nmax; Mcorr (situation durable).....	100
Tableau V 2: Ferrailage des poteaux suivant cas 02: Nmin; Mcorr (situation durable).	100
Tableau V.3 : Tableau V 3Ferrailage des poteaux suivant cas 03: Mmax; Ncorr (situation durable).....	101
Tableau V 4: Ferrailage des poteaux suivant cas 01: Nmax; Mcorr (situation accidentelle)....	101
Tableau V 5: Ferrailage des poteaux suivant cas 02: Nmin; Mcorr (situation accidentelle). ...	102
Tableau V 6: Ferrailage des poteaux suivant cas 03: Ncorr; Mmax (situation accidentelle)....	102
Tableau V 7Armatures longitudinales des poteaux.....	102
Tableau V 8 :Vérification des contraintes pour les poteaux (Nmax, Mcorr).....	103
Tableau V 9:Vérifications des contraintes des aciers a l'ELS.	104
Tableau V 10 :Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.	105
Tableau V 11: Espacement des cadres des poteaux.	107
Tableau V 12Choix d'armatures transversales des poteaux.	107
Tableau V 13:Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation durable)	112
Tableau V 14: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle)	113
Tableau V 15: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle)	114
Tableau V 16: Choix des armatures pour les poutres porteuses (30x 45)	115
Tableau V 17:Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable)	116
Tableau V 18:Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle)	117
Tableau V 19:Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle)	118
Tableau V 20:: Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30x 40)	119
Tableau V 21:Vérification de la condition de non fragilité	120
Tableau V 22:: Vérification des poutres porteuse à l'ELS	121
Tableau V 23:Vérification des poutres non porteuses type 1 à l'ELS.....	122
Tableau V 24: Vérification de la contrainte de cisaillement	123
Tableau V 25:: Calcul des armatures transversales	124

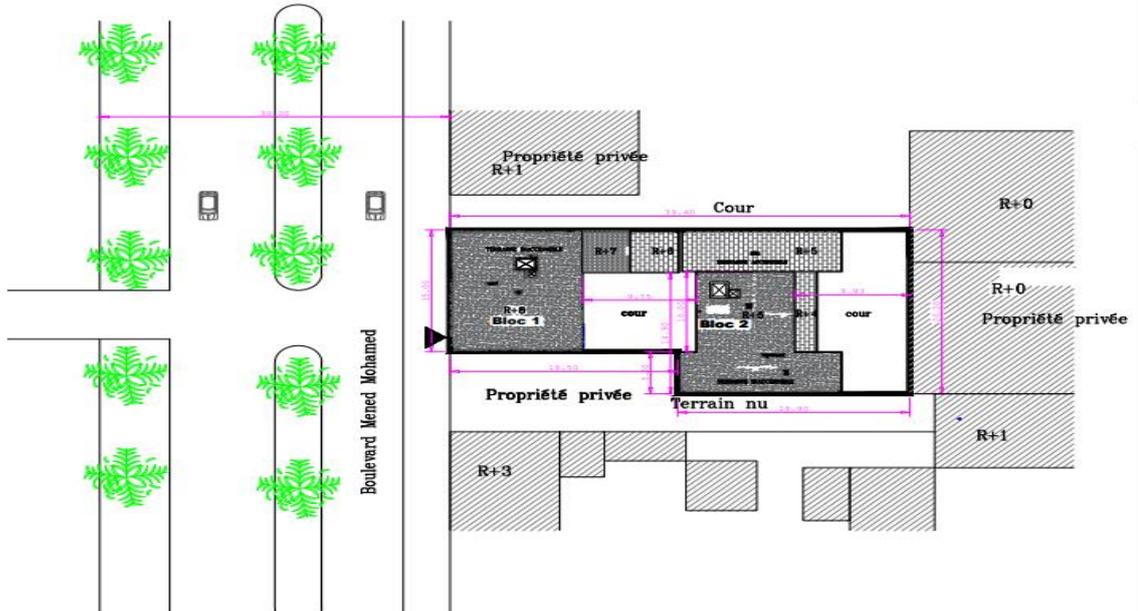
Tableau V 26:: Calcul de la flèche	126
Tableau V 27:: Récapitulatif de la vérification des flèche	127
Tableau V 28:Aciers transversaux.	131
Tableau V 30:Les sollicitations du voile VX5.2	135
Tableau V 31: Le ferrailage des voiles 1x 5.2.	136
Tableau V 32:: Le ferrailage des voiles 2.	137
Tableau V 33:: Le ferrailage des voiles 3	138
Tableau V 34:: Le ferrailage des voiles 4	138
Tableau V 35:: Le ferrailage des voiles 5.	139
Tableau V 36:: Le ferrailage des voiles 6	139
Tableau V 37:: Le ferrailage des voiles 7	140
Tableau V 38: Le ferrailage des voiles 8.....	140
Tableau V 39:: Choix d'armature des voiles du sens X-X.	141
Tableau V 41:: Choix d'armature des voiles du sens acc	141
Tableau V 40:: Choix d'armature des voiles du sens y-y.....	142
Tableau V 42Résultat de vérification de cisaillement ferrailage horizontal des voile	144

Tableau.VI. 1: Section des semelles filantes continue sens y-y.....	156
Tableau.VI. 2: Section des semelles filantes continue sens x-x.....	156
Tableau.VI. 3: Vérification de l'intersection entre les semelles filante	157
Tableau.VI. 4: Vérification du rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles.....	157
Tableau.VI. 5: Contraintes sous le radier a l'ELU.....	164
Tableau.VI. 6:: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	165
Tableau.VI. 7: Ferrailage des panneaux du radier.	167
Tableau.VI. 8: Vérification des contraintes de béton a l'ELS.	168
Tableau.VI. 9:Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.	168
Tableau.VI. 10: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.	168
Tableau.VI. 11: Ferrailage des nervures.....	170
Tableau.VI. 12: Vérification des contraintes de béton a l'ELS	170
Tableau.VI. 13: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.	171
Tableau.VI. 14: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS	171
Tableau.VI. 15: Calcul des armatures transversales.	172
Tableau.VI. 16: Ferrailage du voile périphérique.....	176
Tableau.VI. 17:Vérification des contraintes de béton a l'ELS	178
Tableau.VI. 18 : Vérification des contraintes d'aciers a l'ELS	178

Liste des figures

Figure.I. 1:Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU	7
Figure.I. 2:Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.....	7
Figure.I. 3:diagramme contrainte-déformation d'acier.....	8
Figure.II. 1: forme d'un Plancher à corps creux.....	14
Figure.II. 2 :Section de poutre.....	16
Figure.II. 3:: Coupe de voile en élévation.	17
Figure.II. 4: Coupe de voile en plan	17
Figure.II. 5 escalier	18
Figure.II. 6:les démontions de escalier	18
Figure.II. 7 longer d'escaliers.....	19
Figure.II. 8:acrotère.....	20
Figure.II. 9: Les constituants d'un plancher terrasse	22
Figure.II. 10: Constituant d'un plancher étage courant.....	23
Figure.II. 11: Mur extérieur	24
Figure.II. 12: Mur intérieurs	24
Figure.II. 13: Section afférente du Poteau plus sollicite.	26
Figure.II. 14: les charges Q	28
Figure.III. 1:Schéma statique des M, T, N	33
Figure.III. 2:: Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure.III. 3:: Schéma statique des charges du balcon.....	39
Figure.III. 4:: Ferrailage du balcon.	43
Figure.III. 6:Schéma statique des escaliers.....	44
Figure.III. 5:Schéma des escaliers.....	44
Figure.III. 7:: Chrges sur les escaliers.....	44
Figure.III. 8:: Schéma du ferrailage des escaliers.....	52
Figure.III. 9:Dimension des poutrelles.....	59
Figure.III. 10:Diagramme Moment fléchissant à ELU terrasse.....	66
Figure.III. 11:Diagramme Moment fléchissant à ELU etage	66
Figure.III. 12:Diagramme Moment fléchissant à ELS terrasse	67
Figure.III. 13:Diagramme Moment fléchissant à ELS etagee	67
Figure.III. 14:Diagramme Effort tranchant à ELU terrassée.....	67
Figure.III. 15:Diagramme Effort tranchant à ELU étagée.....	67
Figure.III. 16:Diagramme Effort tranchant à ELS terrassée	67
Figure.III. 17:Diagramme Effort tranchant à ELS étagée	67
Figure.III. 18: ferrailage des poutrelles.....	76
Figure IV 1:Spectre de réponse.	83
Figure IV 2Disposition des voiles.	85

Figure IV 3: 2eme mode de déformation (x-x)	85
Figure IV 4 1er mode de déformation (y-y)	85
Figure IV 5:3 eme mode de déformation (torsion au tour de z-z)	86
Figure IV 6:Spectre de réponse.	89
Figure.V. 1: schéma de ferrailage Poteau S-sol et RDC et 1er et 2eme étage : (60×60).	108
Figure.V. 2:: schéma de ferrailage Poteau 3eme étage&4eme &5eme étage : (55X55).....	108
Figure.V. 3schéma de ferrailage Poteau 6eme étage&7eme &8eme étage : (50X50).....	108
Figure.V. 4 :: Disposition des poutres.....	111
Figure.V. 5: Arrêt de barres	125
Figure.V. 6:Ferrailage des Poutres.....	128
Figure.V. 7: Disposition des armatures verticales dans le voile [1]	133
Figure.V. 12:Disposition des voiles dans la structure.	134
Figure.V. 13:Exemple de ferrailage de voile 2 Z1	145
Figure.V. 14:Exemple de ferrailage de voile 2 Z3	145
Figure.V. 15:Exemple de ferrailage de voile 2 Z4	145
Figure.V. 16; les moments Mci et Mcj.....	148
Figure.V. 17:Disposition des Armatures dans le Linteau	150
Figure.VI. 1: Schéma de la semelle isolée.....	154
Figure.VI. 2: Semelles filantes sous poteaux.....	155
Figure.VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	158
Figure.VI. 4: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	160
Figure.VI. 5: Schéma statique du bâtiment	161
Figure.VI. 6: Contraintes sous le radier.....	163
Figure.VI. 7: Panneau de la dalle du radier.	166
Figure.VI. 8:Schéma de ferrailage de la dalle du radier	169
Figure.VI. 9 : Schéma de ferrailage des nervures	173
Figure.VI. 10: Evaluation des charges.....	174
Figure.VI. 11: Poussés des terres.	174
Figure.VI. 12:Ferrailage du voile périphérique sens X-X	178
Figure.VI. 13:Ferrailage du voile périphérique sens X-X.....	178
Figure.VI. 14:FERRAILLAGE DE FONDATION	179



CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**I.1 Présentation de l'ouvrage****I.1.1 Introduction**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaires et économiques. À cet effet, ce chapitre donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière

I.1.2 Représentation de l'ouvrage :

Le projet faisant l'objet de notre travail consiste à étudier un bâtiment en (rez de chaussée + 08 étages + 01 sous-sol (R+8+sous-sol) en béton armé à usage multiple. La structure est constituée de portique et des voiles en béton armé. L'immeuble est implanté à la wilaya de BLIDA commune de BOUFARIK ville classée selon RPA 99 (version 2003) [2] comme une zone de forte sismicité (Zone **III**) le bâtiment comporte :

- un sous-sol à usage parking.
- RDC local commercial + une cour.
- 8 étages à usages habitations
- une cage d'escalier.
- une cage d'ascenseur

I.2 . Les caractéristiques géométriques du bâtiment :**I.2.1 Dimensions en plan :**

- La longueur du bâtiment19.65m
- La largeur du bâtiment.....15.00m

I.2.2 Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC 4.08m
- Hauteur étage courant 3.06m
- Hauteur Sous-sol 3.06m
- Hauteur totale 28.86m

I.3 Description structurelle**L'ossature :**

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir, portique et voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien.

Les planchers :

Notre bâtiment comporte des planchers à corps creux

Les poteaux :

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

Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- poutre porteuse.
- poutre non porteuse.

Les escaliers :

La structure comporte un seul type d'escalier qui sert à relier les planchers de tous les étages.

L'acrotère :

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

Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm

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

Revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

Gaine d'ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 8^{eme} étage pas d'ascenseur au sous-sol.

Garde-corps :

C'est un élément non structural utilise pour assurer la sécurité des habitants,

Sont entourés par des garde-corps en brique avec des raidisseurs.

Définition des matériaux :

Les caractéristiques 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 et aux règlements applicables en Algérie à savoir : **BAEL91 modifié99 [1], CBA93 [3], RPA99 version 2003[2].**

I.3.1 Le béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange de ciment, granulats, eau avec des proportions convenables, Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

Le béton armé est obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière équilibré pour reprendre efforts de traction.

Composition du béton :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Le CEM 42.5 est le liant le plus couramment utilisé actuellement.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

➤ b.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre.

➤ b.2.Graviers:

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 MM.

Elles doivent être dures, propres. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c. Eau de gâchage :

Elle met réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques du béton.

Résistance du béton : (C.B.A 93 ARTICLE - A.2.1.) [3]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression et sa résistance à la traction mesurée à « j » jours d'âge.

➤ Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais par des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm de hauteur et 16 cm de diamètre.

$$J \leq 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \log_{10}(j + 1)$$

$$J = 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28}$$

$$J > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

➤ Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton a « j » jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (\text{Mpa})$$

Pour notre étude, on prend $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$.

• Module de déformation longitudinale du béton :

D'après CBA93 (Article A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2) [3], ce module est défini selon l'article des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

➤ Déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11.000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{i28} = 32164.05 \text{ MPa}$

➤ Déformation différée :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{v28} = 10\,818,86 \text{ MPa}$

• 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.

$$V = \frac{\Delta l/l}{\Delta l/l} = \frac{\text{allongement relatif dans le sens transversale}}{\text{raccourcissement relatif longitudinale}}$$

ELU :

$$V = 0.0 \text{ calcul des sollicitations (béton fissure)}$$

ELS :

$$V = 0.2 \text{ calcul des déformations (béton non fissure)}$$

- Les contraintes limites de calcul :

- 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 :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \gamma_b}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 15$ MPA

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 18.47$ MPa

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

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

Si $1 h < t < 24 h$ $\theta = 0,9$

Si $t < 1 h$ $\theta = 0,85$

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

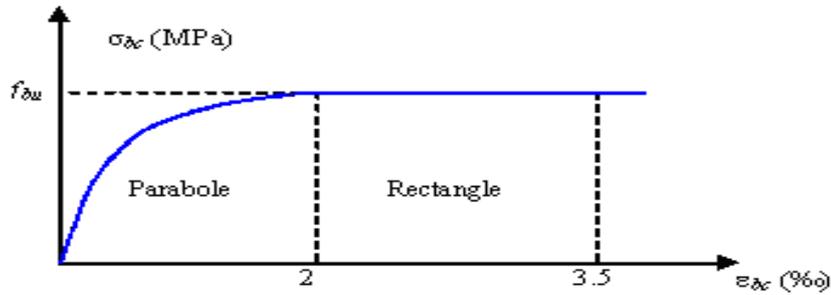


Figure.I. 1:Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU

➤ 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 : $\sigma_{bc} = 0.6f_{28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte limite de service est donnée par :

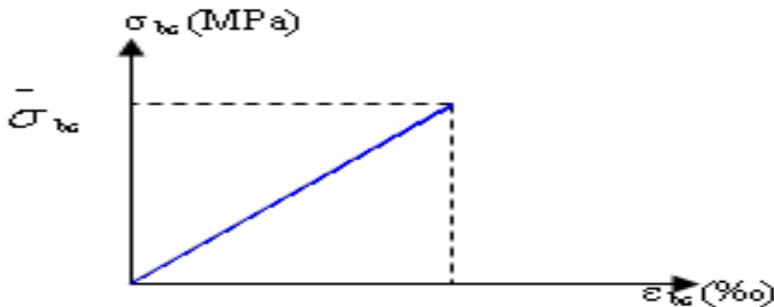


Figure.I. 2:Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

I.3.2 L'acier :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, l'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, donc on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Tableau.I. 1:propriétés mécaniques de l'acier

Type	Désignation	Limite élastique	Utilisation
Barre à haute adhérence	FeE500	500	Armatures longitudinales
Treillis soudés	TEL520	520	Emplois courants pour les radier et dallage

Contraintes limite :

a) -Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure (2.2).

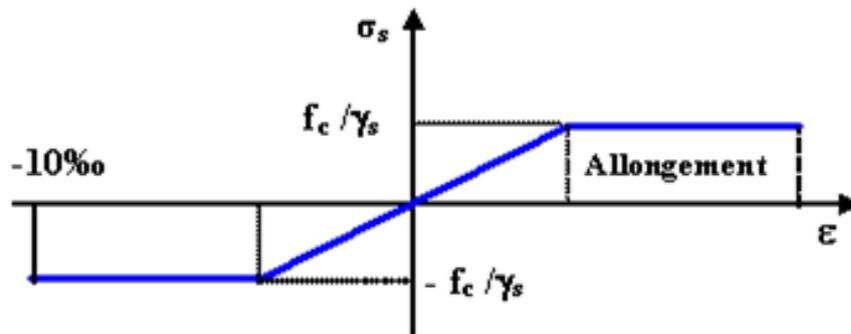


Figure.I. 3:diagramme contrainte-déformation d'acier

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1$ situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1.15$ situations durable ou transitoire.

Allongement de rupture :

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10.

a) Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas délimitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \sqrt{110(\eta \times f_{tj})}\right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq 0.8\sigma_{bc} = 0.8\min\left(\frac{2}{3}f_e; \sqrt{110(\eta \times f_{tj})}\right)$ (MPa)

Avec :

γ_b : Coefficient de fissuration.

$\gamma_b = 1$ les ronds lisses (RL).

$\gamma_b = 1.6$ les armatures à hautes adhérence (HA).

b) Le coefficient d'équivalence :

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

E_s : module de déformation de l'acier $E_s = 2.1 \times 10^5$ MPa

E_b : module de déformation du béton

I.4 I Hypothèses de calcul aux états limites :

I.4.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul. A cause de sa faible résistance en traction.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire dans l'acier est limité à 10 ‰.

I.4.2 Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : conservation des sections planes.

H2 : glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : les contraintes de compressions du béton et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

H5 : par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier et : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.4.3 Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions suivantes :

I.4.4 Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « ELU » :

- Situation durable :

$$P1 = 1.35G + 1.5 Q$$

- Situation accidentelle (séisme ; choc...) :

$$P2 = G + Q \pm E$$

$$P3 = 0.8 G \pm E$$

I.4.5 Les combinaisons de calcul à l'état limite de service « ELS » :

$$P4 = G + Q$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'effort de séisme.

I.5 Règlements et normes utilisés

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA 93.
- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.
- DTR BC.2.2.

I.6 Les logiciels utilisés :

- ETABS 17.01 pour la modélisation de la structure.
- SAP 2000.
- SOCOTEC : pour le calcul de ferrailage des éléments de la structure
- AUTOCAD 2016 : pour les dessins des plans

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon **le RPA99 version 2003** et **le BAEL91 m99**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL91, RPA99version2003 et le CBA93

II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 Les planchers

Les planchers, quel que soit leur nature, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux, Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux
- Dalle pleine pour les balcons

Plancher à corps creux :

Il sent composer de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrailé par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit. L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu :

$e = 07\text{cm}$ pour une heure de coup de feu

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

$e = 17.5\text{ cm}$ pour trois heures de coup de feu

En adopte $e = 16\text{ cmc}$

Résistance à la flexion:

$ht \geq L_{max} / 22.5$ (condition de la flèche selon le BAEL99) [2]

Avec :

L_{max} : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

ht : hauteur totale du plancher

(CBA93 Art B.6.8.4.2.4)

$e \geq \min(L_x, L_y) / 22.5$

$e \geq \min(5.4m, 4.9m) / 22.5$

$e \geq \frac{490-50}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur :

$$H_t = 21 \text{ cm} \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

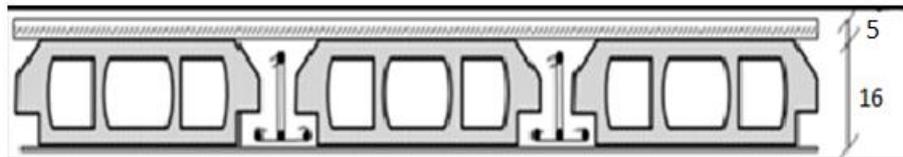


Figure.II. 1: forme d'un Plancher à corps creux

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA2003 version 2003. On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

$$\text{D'après le BAEL91 : } \begin{cases} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0.3h < b < 0.8h \end{cases} \quad \text{avec } \begin{cases} L: \text{travée de la poutre} \\ h; \text{hature de poutre} \\ b: \text{largure de poutre} \end{cases}$$

$$\text{D'après le RPA99 version 2003 } \begin{cases} b > 20 \\ h > 30 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

II.3.1 Les poutres principales :

Selon le BAEL 91 on a : $L = 5.40 \text{ m}$

$$36 < h < 54 \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$13.5 < b < 36 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Vérifications selon le RPA99 version 2003 : } \begin{cases} b > 20 \text{ verifée} \\ h > 30 \text{ verifée} \\ \frac{h}{b} < 4 \text{ verifée} \end{cases}$$

On opte pour poutres de section $(b, h) = (30, 45)$

II.3.2 Les poutres secondaires :

Selon le BAEL 91 on a : $L = 4,90 \text{ m}$

$$32 < h < 49 \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 < b < 32 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Vérifications selon le RPA99 version 2003 : } \begin{cases} b > 20 \text{ verifée} \\ h > 30 \text{ verifée} \\ \frac{h}{b} < 4 \text{ verifée} \end{cases}$$

On opte pour poutres de section $(b, h) = (30, 40)$

II.3.3 Conclusion :

Les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres secondaires et poutres principales suivantes :

P.P (45X30)

P.S(40X30)

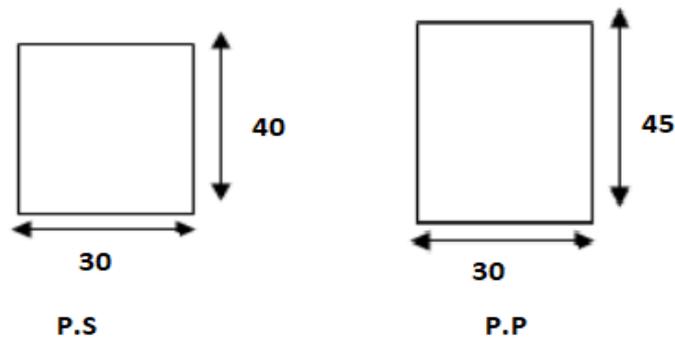


Figure.II. 2 :Section de poutre.

II.4 les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Charges verticales : charges permanentes et surcharges. Les actions horizontales : effet de séisme et du vent. Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins. Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \cdot 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires » avec

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) « L'épaisseur minimale est de 15 cm » .

de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure suivante :

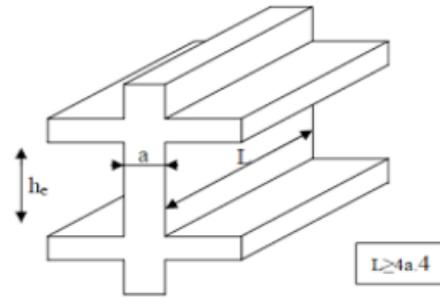


Figure.II. 3:: Coupe de voile en élévation.

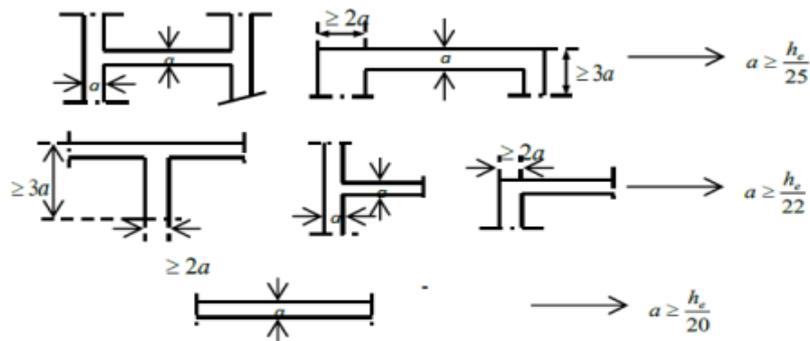


Figure.II. 4: Coupe de voile en plan

$$e \geq \left(\frac{he}{25}; \frac{he}{22}; \frac{he}{20} \right)$$

Pour le S.S et étage courant : $he=(3.06-0.50)=2.56\text{m}$

$$e \geq \max (15\text{cm}; 256/20) \rightarrow e=15 \text{ cm}$$

Pour le RDC : $he=(4.08-0.50)=3.58\text{m}$

$$e \geq \max (15\text{cm}; 358/20) \rightarrow e=17.9 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } e=20 \text{ cm}$$

II.5 Les balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante : selon le BAEL91

$$e \geq L/10 \quad \text{avec } L : \text{longer de balcon}$$

$$e \geq 130/10 \quad \rightarrow e > 13 \text{ on adopte } e=15 \text{ cm}$$

II.6 Les escaliers :

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires. Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes

H : Hauteur 'étage

g : Giron

e_p : épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse pochetée

n : nombre de contre marche

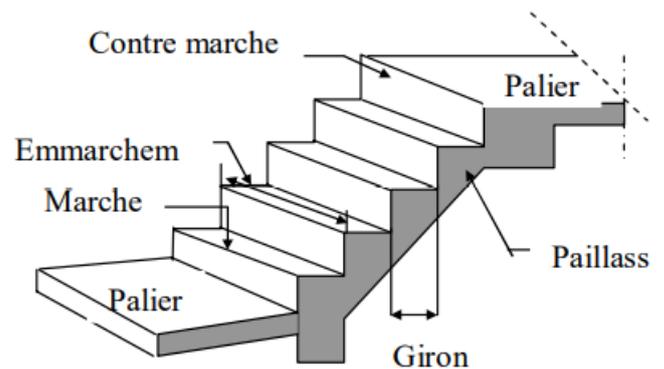


Figure.II. 5 escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 h \leq 66$$

$$H = n \times h \quad \rightarrow \quad h = H/n.$$

$$L = (n - 1) \times g \quad \rightarrow \quad g = L/n-1.$$

Pour étage courant

Le giron et la hauteur des contres marches :

$$H = 3,06 \text{ m} = 306 \text{ cm.}$$

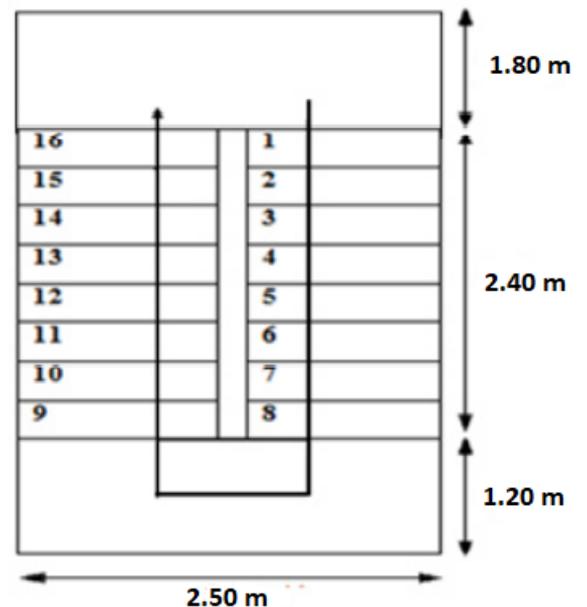


Figure.II. 6:les démontions de escalier

$$L = 2,40 \text{ m} = 240 \text{ cm.}$$

$$n = 8 \text{ (pour une seule volée)}$$

$$\text{On a: } h = H/n = (306/2) / 9 = 17 \text{ cm}$$

$$g = L / (n - 1) = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$$

Formule de Blondel :

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ CV}$$

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

Epaisseur de la paillasse :

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante :

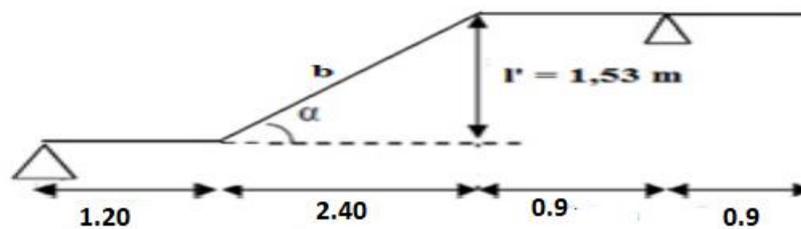


Figure.II. 7 longer d'escaliers

$$L/30 \leq e_v \leq L/20 \text{ avec } L = b + (1,20 + 0,9)$$

$$l' = H / 2 = 3,06/2 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = 1,53 / 2,40 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = 2,40 / b \rightarrow b = 2,40 / \text{cos } 32,52^\circ = 2,84 \text{ m}$$

$$L = 2,84 + (1,20 + 0,9) = 4,94\text{m}$$

$$494 / 30 \leq e_v \leq 494 / 20$$

$$16,4 \text{ cm} \leq e_v \leq 24,7 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e_v = 17 \text{ cm.}$$

Epaisseur de palier : e_p

$$\text{On prend : } e_p = e_v = 17 \text{ cm.}$$

Tableau.II. 1:Epaisseur de palier et volie

L (m)	H (m)	N	h (cm)	g (cm)	α (°)	b (m)	ev (cm)	ep (cm)
5.4	3.06	16	17	30	32.52	2.84	17	17

II.7 L'Acrotère :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien Des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

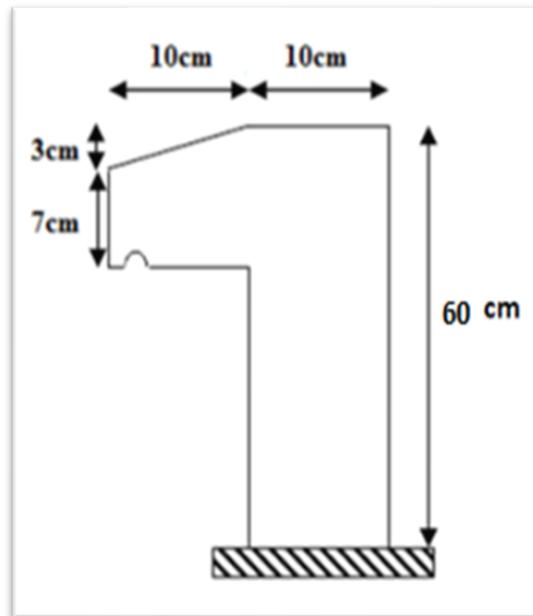


Figure.II. 8:acrotère

II.8 LES POTEAUX :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité .Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq Ns/\sigma_{bc} \quad \text{Avec :} \quad N=G+Q$$

N : Effort de compression repris par les poteaux

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}. \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

Selon le (**RPA 99, A 7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm}$. En zone III et IIb

L'effort normal N_s est déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91. On aura donc à déterminer les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.8.1 .Décente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

Loi de dégression:

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Charge d'exploitations :

Tableau.II. 2: Evaluation des charges d'exploitation de notre structure.

Nature des locaux	Valeurs (KN /m2)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant a usage d'habitation	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Charges permanentes

Plancher terrasse (inaccessible) :

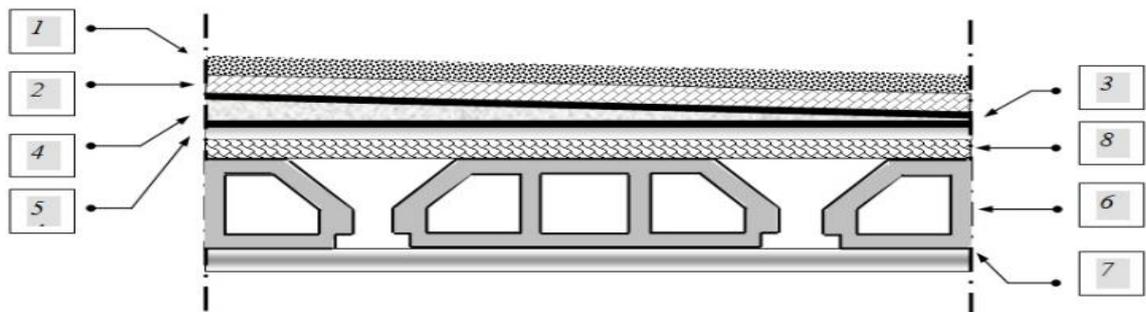


Figure.II. 9: Les constituants d'un plancher terrasse.

Tableau.II. 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

	Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravillon de protection	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Papier kraft	2	/	0.50
4	Forme de pente	8	23	1.84
5	Isolation thermique	8	4	0.32
6	Plancher corps creux (16+5)	21	/	3.30
7	Enduit en plâtre	2	10	0.20
				7.13

Plancher étage courant :

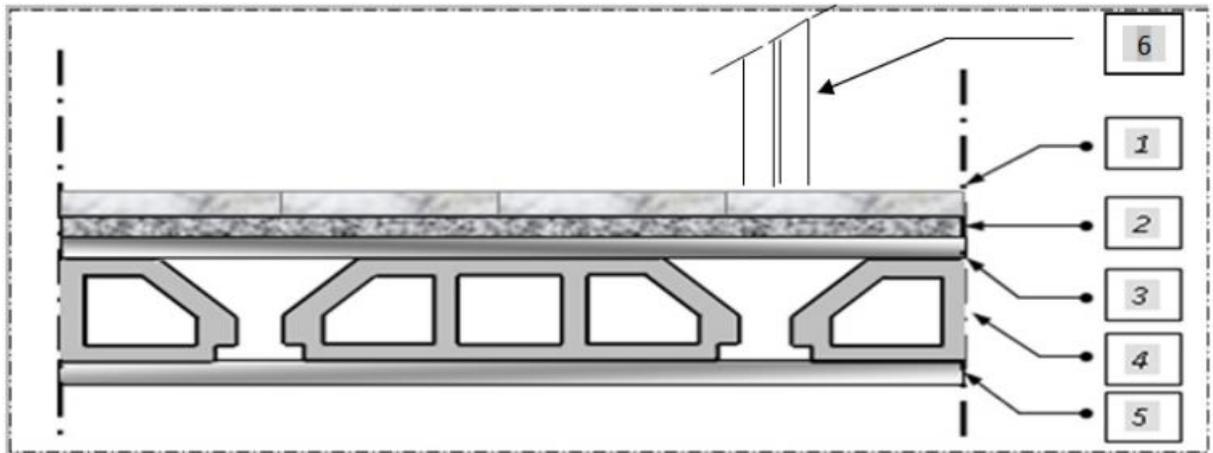


Figure.II. 10: Constituant d'un plancher étage courant.

Tableau.II. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

	Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Chape de mortier	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+5)	21	/	3.30
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation	/	/	1
				5.66

Les balcons :

Tableau.II. 5: Evaluation des charges permanentes du balcon

Les éléments	e(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Chape de mortier	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	15	0.3
			G=5.11

Murs extérieurs:

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

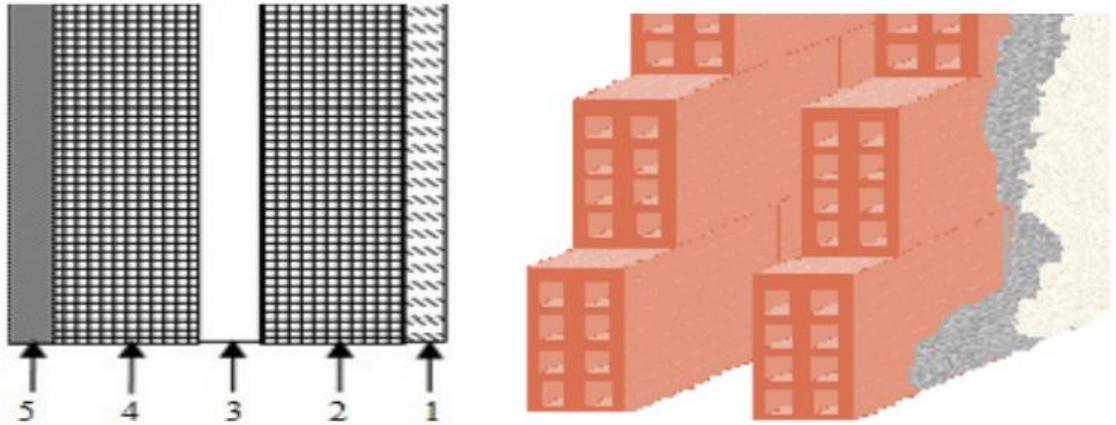


Figure.II. 11: Mur extérieur

Tableau.II. 6: Evaluation des charges permanentes Mur extérieur

	Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10	0.2
2	Briques creuses	15	9	1.3
3	Lame d'air	5	0	0
4	Briques creuses	10	9	0.9
5	Revêtement de Ciment	2	20	0.4
				G=2.8

Avec 30% d'ouverture : $2,8 \times 0,7 = 1,96 \text{ kg/m}^2$.

Murs intérieurs :

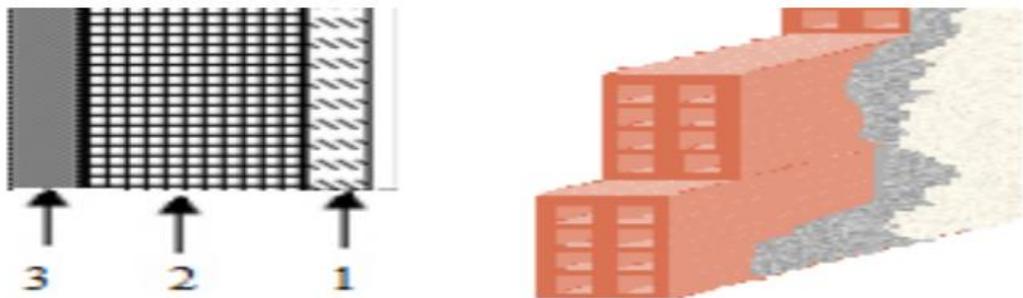


Figure.II. 12: Mur intérieurs

Tableau.II. 7: Evaluation des charges permanentes Mur intérieurs

	Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10	0.2
2	Briques creuses	10	9	0.9
3	Revêtement en ciment	2	20	0.4
				G=1.5

L'acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale total de l'acrotère

ρ : le poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

$$S = [(0,1 \times 0,03) / (2)] + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,7) = 0,079 \text{m}^2$$

Tableau.II. 8: Evaluation des charges permanentes de l'acrotère

Elément constituants	Masse volumique kN/m ³	Surface m ²	Le poids propre de l'acrotère (kN /ml)
Elément complètement en béton armé	25	0.079	G=1.97

Les escaliers:**Palier:****Tableau.II. 9 : Evaluation des charges permanentes de palier d'escalier**

Les éléments	e(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.36
Dalle en B A	17	25	4.25
Revêtement en ciment	2	20	0.4
G=5.99			

Tableau.II. 10: Evaluation des charges permanentes de voile d'escalier

Les éléments	e(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	17	25	$0,17 \times 25 / 2 = 2,12$
Paillasse	17	25	$0,17 \times 25 / \cos \alpha = 5,01$
Enduit en ciment	2	20	0.4
Gardes corps	/	/	1
			Total G =9.69

$$F_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \rightarrow f_b = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$f_e = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435$$

f_{c28} : la résistance a la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 500 \text{ MPa}$.

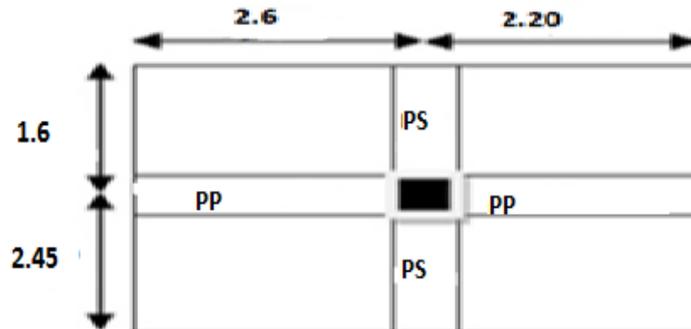


Figure.II. 13: Section afférente du Poteau plus sollicité.

La surface revenante à ce poteau est :

$$S = (2.45 + 1.6) \times (2.6 + 2.20)$$

$$S = 19.44 \text{ m}^2$$

Donc on a :

La surface afférente du Poteau le plus sollicité est : $S = 19.44 \text{ m}^2$.

La longueur afférente de la poutre principale (P.P) : $L = 4,8\text{m}$.

La longueur afférente de la poutre secondaire (P.S) : $L = 4.05\text{m}$.

Poids de chaque élément

Poids de chaque plancher $P=G \times S$

Poids de terrasse : $p=7.13 \times 19.44 = 138.61 \text{ KN}$

Poids de étages : $p=5.66 \times 19.44 = 110.03 \text{ KN}$

Poids de poutre Principal $p=(4.8-0.5) \times 0.3 \times (0.45-0.2) \times 25 = 8.06 \text{ KN}$

Poids de poutre Secondaire $p=(4.03-0.5) \times 0.3 \times (0.4-0.2) \times 25 = 5.29 \text{ KN}$

Poids de poteau RDC $p=0.5 \times 0.5 \times 4.08 \times 25 = 25.5 \text{ KN}$

Poids de poteau étage $p=0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$

$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}} = 138.61 + 8.06 + 5.29 = 151,96 \text{ KN}$

$G_{\text{etage}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}} + G_{\text{POTO}} = 110.03 + 8.06 + 5.29 + 19.125 = 142,51 \text{ KN}$

$G_{\text{RDC}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}} + G_{\text{POTO}} = 110.03 + 8.06 + 5.29 + 25.5 = 148,88 \text{ KN}$

Surcharges d'exploitation :

Nature des locaux	Surcharges kN/m ²
Planche terrasse inaccessible	1
Plancher usage d'habitation	1.5
Plancher usage commerce	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1
Plancher S.SOL	5

La surface d'influence $\rightarrow S = 19.44 \text{ m}^2$

plancher terrasse $\rightarrow Q_0 = 1 \times 19.44 = 19.44 \text{ KN}$

Plancher étages $\rightarrow Q = 1.5 \times 19.44 = 29.16 \text{ KN}$

Plancher RDC → $Q=19.44 \times 2.5=48.6 \text{ KN}$

Plancher S.Sol → $Q=19.44 \times 5=97.2 \text{ KN}$

II.8.2 Loi de dégression de charge :

D'après le **DTR CB 2 .2**, pour un nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n \geq 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

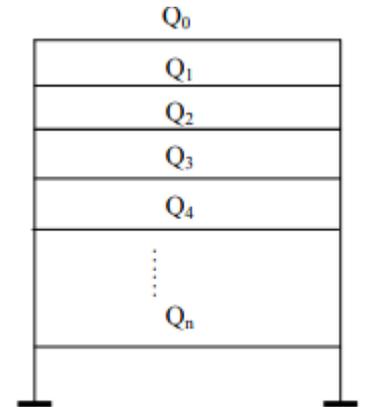


Figure.II. 14: les charges Q

$$\Sigma n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

Pour $n \geq 5$

II.8.3 Les surcharges cumulées :

Terrasse : $Q_0=19.44 \text{ [KN]}$

Etage 7 : $Q_0 + Q_1 = 19.44 + 29.16 = 48.6 \text{ [KN]}$

Etage 6 : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 19.44 + 0,95(2 \times 29.16) = 78.84 \text{ [KN]}$

Etage 5 : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 19.44 + 0,90(3 \times 29.16) = 98.17 \text{ [KN]}$

Etage 4 : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 19.44 + 0,85(4 \times 29.16) = 118.58 \text{ [KN]}$

Etage 3 : $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 19.44 + 0,8(5 \times 29.16) = 136.08 \text{ [KN]}$

Etage 2 : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 19.44 + 0,75(6 \times 29.16) = 150.66 \text{ [KN]}$

Etage 1 : $Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 19.44 + 0,71(7 \times 29.16) = 164.36 \text{ [KN]}$

Etage RDC : $Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 19,44 + 0,68(7 \times 29,16 + 48,6) = 191,28$ [KN]

Etage S.SOL : $Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{rdc}) = 19,44 + 0,66(7 \times 29,16 + 48,6 + 97,2) = 257,38$ [KN]

Tableau.II. 11 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau

	G	G cumule	Q	Q cumule	Ns	$s > Ns / \sigma_{bc}$	section Adopte
8	151,96	151,96	19,44	19,44	171,4	114,26	40X40
7	142,51	294,2	29,16	48,6	342,8	228,53	40X40
6	142,51	436,71	29,16	77,76	514,47	342,98	40X40
5	142,51	579,22	29,16	106,92	686,14	457,42	40X40
4	142,51	721,73	29,16	136,08	857,31	571,54	40X40
3	142,51	864,24	29,16	165,24	1029,48	686,32	45X45
2	142,51	1 006,75	29,16	194,43	1201,18	800,78	45X45
1	142,51	1 149,26	29,16	223,59	1372,85	915,23	50X50
RDC	148,88	1 298,14	48,6	272,19	1570,33	1046,66	50X50
S.SOL	142,51	1440,65	97,2	369,39	1810,04	1206,69	50X50

Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):

- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ vérifier
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$ vérifier
- $0,25 < b/h < 4$ vérifier

Les conditions du RPA sont vérifiées.

Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

B : Section transversale du Poteau ($B=h \times b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

I : Moment d'inertie ($I=bh^3/12$)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}XL_f}{h}$$

-Poteaux du RDC de section :

$L_0=408-45=363$ cm

$H=45$ cm

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}XL_f}{h} = \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 363}{50} = 17.36 < 50$$

Poteaux d'étage courant de section :

$L_0=306-45=261$ cm

$H=45$ cm

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}XL_f}{h} = \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 261}{50} = 12.41 < 50$$

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.8.4 Conclusion :

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les dimensions suivantes :

	S-Sol → 2eme	3eme → 5eme	6eme → 8eme
Voile	20cm		
Poteaux	50X50 cm	45X45 cm	40X40 cm
Panacher	16+5 cm		
Poutre	P.P	45X30cm	
	P.S	40X30 cm	

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III CHAPITRE.III : Calcul des éléments secondaires.

III.1.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloisons...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

III.2 Etude de l'acrotère

III.2.1 Mode de réalisation :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet de :

- L'effort normal dû à son poids propre G.
- La surcharge horizontale due à la main courante Q.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100$ cm
- Hauteur $H = 60$ cm
- Epaisseur $e = 10$ cm

III.2.2 Evaluation des charges :

Charges permanentes : $G = 187.45$ daN/m.

Surcharges : D'après D.T.R.BC.2.2 :

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$Q \times 1$ m = 100 daN/ml

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3) :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

F_p : charge sismique.

A : coefficient d'accélération de zone.

C_P : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (I) donc :

$A = 0.1$ selon le tableau 4.1 (RPA 99/2003)

$C_P = 0.80$ élément en console tableau 6.1 (RPA 99/2003) donc : $F_P = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1874.5$

$\Rightarrow F_P = 600 \text{ N/ml}$.

$F = \max(Q, F_P) \Rightarrow F = F_P = 1000 \text{ N/ml}$.

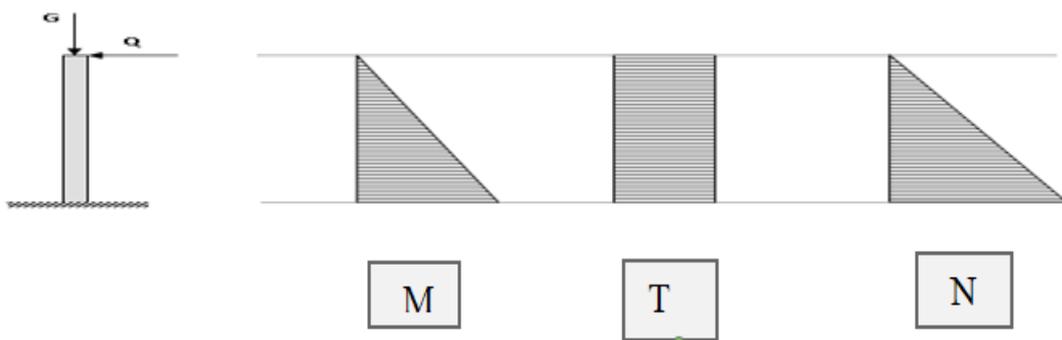


Figure.III. 1:Schéma statique des M, T, N

*

III.2.3 Sollicitations:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$M = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.ml}$$

$$N_u = g = 1874.50 \text{ N.}$$

$$T = F_P = 1000 \text{ N.}$$

Combinaisons d'action :

E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_G = 1874.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = N_G = 1874.50 \text{ N/m}\ell$$

$$M_{ser} = M = 879.60 \text{ N.m}\ell$$

- Résultats

Tableau.III. 1:: Combinaisons d'action

	E.L.U	E.L.S
N (N/mℓ)	1874.50	1874.50
M (N.mℓ)	900	600
T (N)	1500	/

III.2.4 Calcul du ferrailage

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

III.2.4.1 Armatures longitudinales :

a- ELU

a.1 : Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \max \left(e ; \frac{h}{2} \right)$$

$$e = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_U} = \frac{900}{1874.5} = 0.48 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

a.2 : Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_{cal} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1874.5 (0.05 - 0.03) = 937.49 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{cal}}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{937.49}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0134 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.01686$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 6.95 \text{ cm}$$

$$A_1^u = \frac{M_{cal}}{\sigma_s \times Z_u} = \frac{937.49}{348 \times 6.95} = 0.387 \text{ cm}^2$$

Avec : État limite ultime: la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ Mpa}$

a.3 : Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression } \rightarrow A^u = A_1^u - \frac{N}{100 \times \sigma_s} \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A^u = 0.387 - \frac{1874.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

Tableau.III. 2: Armatures longitudinales E.L.U

M_{cal}	μ	α	Z	$A_1^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^u \text{ cm}^2$
937.49	0.01686	0.024	6.95	0.387	0.334

III.2.5 Vérification :

III.2.5.1 ELU :

Condition de non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} * \frac{eG - 0,455d}{eG - 0,185d}$$

$$A_{min} \geq 0,23 * 100 * 7 * \frac{2,1}{400} * \frac{48 - 0,455 * 7}{48 - 0,185 * 7} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

III.2.5.2 E.L.S :**b-1 : La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5, 33)**

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

b-2 : Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1847.5} = 0.32 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

b-3 : Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_{cal} = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{h}{2} - c\right) = 600 + 1874.5 (0.05 - 0.03) = 636.95 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{cal}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{636.95}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.0086 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0108$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 6.97 \text{ cm}$$

$$A^{ser} = \frac{M_{cal}}{\bar{\sigma}_s \times Z_u} = \frac{636.95}{201.63 \times 6.97} = 0.453 \text{ cm}^2$$

a-Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

Section minimale d'armatures :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

b-Pourcentage minimal d'armature longitudinale

$$A_L \geq 0.0025bh = 0.0025 \times 100 \times 10$$

$$A_L \geq 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L)$$

$$A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A = 5\text{Ø}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 5 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a : Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = (1/4 ; 1/2) A_l$$

$$A_r = (0,625 ; 1,25)$$

On adopte : $A_r = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$.

b : Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$S_t \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(30 ; 33) \text{ cm}$.

$A = 5 \text{ HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

$A_r = 4\text{HA}6 = 0,85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S_t = \frac{54}{3} = 18 \text{ cm}$

III.2.6 Présentation du ferrailage

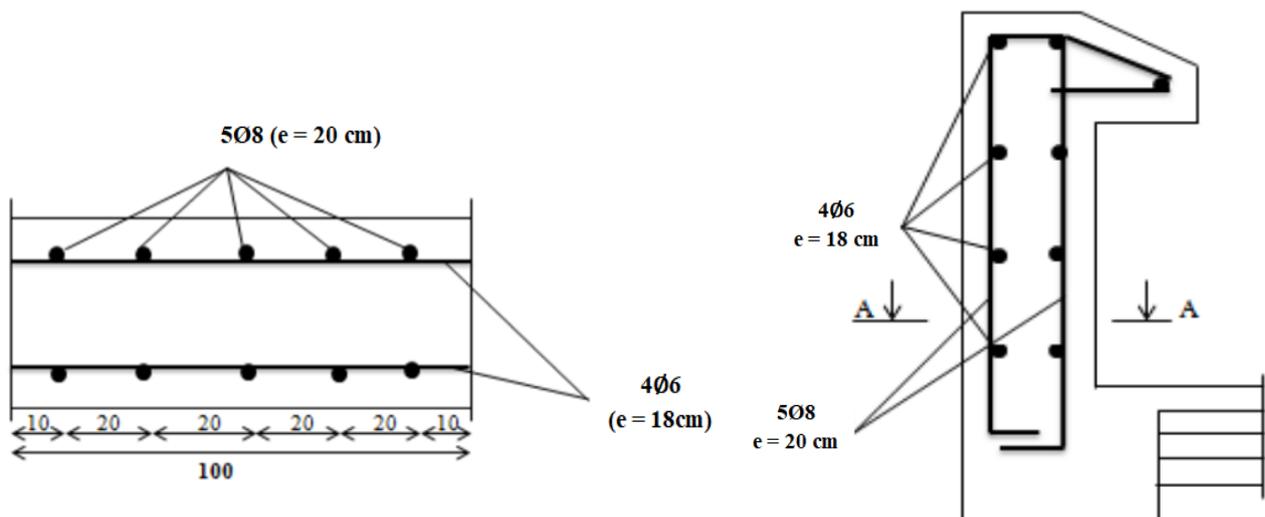


Figure.III. 2:: Schéma du ferrailage de l'acrotère.

III.3 Etude du balcon

Le balcon est une dalle pleine en béton armée, encastree dans une poutre de rive.

Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la Flexion simple dû à:

G : Poids propre de la console.

Q: Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due aux poids des murs extérieurs et de l'acrotère.

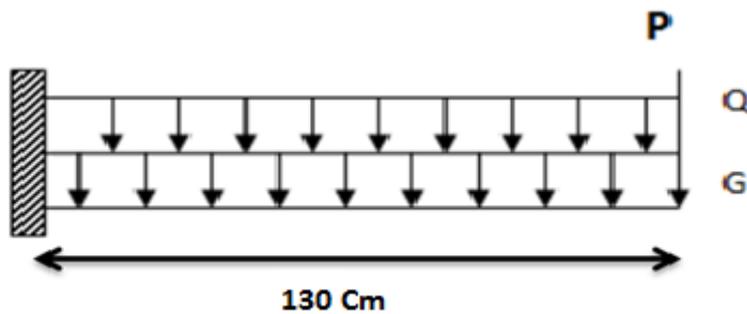


Figure.III. 3:: Schéma statique des charges du balcon.

$L_x = 1.30 \text{ m.}$

$L_y = 4.90 \text{ m.}$

III.3.1 Calcul des sollicitations

- **Balcon étage courant :**

$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$ (charges permanentes).

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (surcharges d'exploitation).

$P = 1.752 \text{ KN/ml}$ (poids du mur extérieur 10 cm).

$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$Q_s = G + Q$

$P_u = 1.35 P$

$P_s = P$

Tableau.III. 3: Charges et surcharges au niveau du balcon

	Q _u (KN/m)	Q _s (KN/m)	P _u (KN/m)	P _s (KN/m)
Balcon étage courant	12.14	8.61	2.367	1.752

III.3.2 Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + p_u \times l_x \quad ; \quad M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l_x^2}{2} + p_u \times l_x$$

$$V_u = q_u \times l + P_u$$

Tableau.III. 4: résultants calcul des sollicitations

	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	Vu(KN)
Etage courant	13.33	10.35	18.14

III.3.3 Calcul du ferrailage :

- **ELU**

- **L'enrobage : $C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$**

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$.

- **Armatures longitudinales**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.16 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \mu_1 = 0.392$$

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow A^* = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; \quad Z_u = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{scal} = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times Z_u}$$

Tableau.III. 5: Armatures longitudinales E.L.U

	M _u (KN.m)	μ	A*	α	Z _u (cm)	A _{cal} (cm ²)
Etage courant	13.33	0.055	0	0.137	12.71	3.01

III.3.4 Vérification :**III.3.4.1 Vérification à l'E.L.S**

D'après le (BAEL91) .Tant que la section est rectangulaire est soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe Fe E500.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \dots \dots \dots \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau.III. 6: Vérification de la contrainte.

	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	α	Condition
Etage courant	13.33	10.35	1.28	25	0.39	0.137	Vérifiée

III.3.4.2 Vérification à l'E.L.U

a-Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

Section minimale d'armatures :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{500} = 1.255 \text{ cm}^2$$

b-Pourcentage minimal :BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_L \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L)$

Tableau.III. 7: Ferrailage du balcon

Élément	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_L(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Etage courant	3.01	1.255	1.5	3.01	5HA10=3.93

c - Contrainte de cisaillement : BAEL 91

$$\bar{\tau}_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = \min(3.3; 5MPa) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

Tableau.III. 8: Récapitulatif des résultats dus à la contrainte de cisaillement

	T_u	B	D	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Etage courant	18.15	1000	130	0.140	2.5	Condition Vérifiée

3- Armature de réparation :

- Etage courant :

$$A_T = \frac{A_{cal}}{4} = 0.375 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_T = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$.

4- Espacement entre les armatures

- **Armature longitudinal** : $S_t \leq \min (3h, 33cm) = \min (45, 33cm)$

$$S_t \leq \frac{100}{5} = 20cm \leq 33 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armature de répartition** :

Armatures transversales : $S_t \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = \min (60, 45cm)$

Armatures transversales : $St \geq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ (Condition vérifiée).

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

5- Condition de flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

Etage courante :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{d*b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.01}{1000*130} = 0.0023 \leq \frac{4.2}{500} = 0.0084 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1 \times 0.85 \times 13.33}{10 \times 13.33} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.3.5 Dessin de ferrailage du balcon

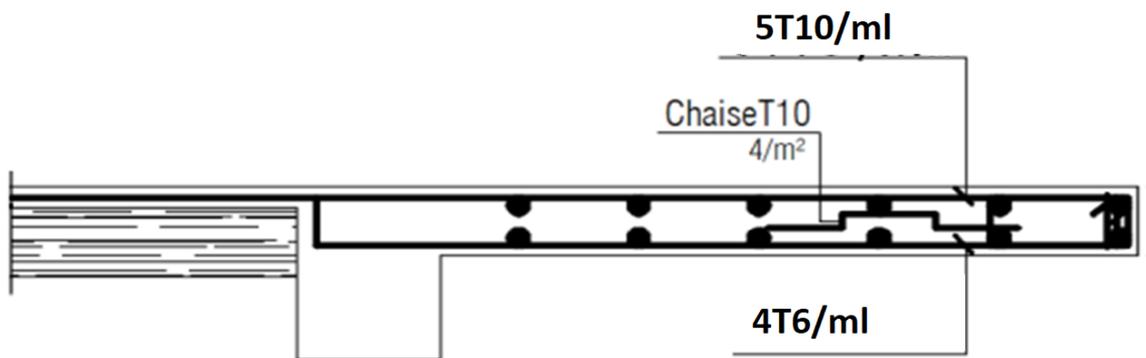


Figure.III. 4:: Ferrailage du balcon.

III.4 Etude d'escalier

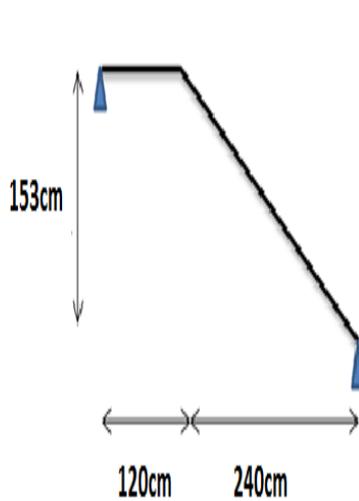


Figure.III. 6:Schéma statique des escaliers.

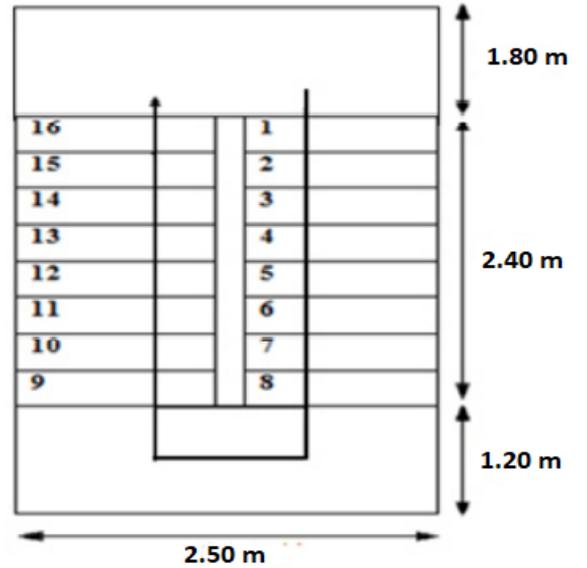


Figure.III. 5:Schéma des escaliers

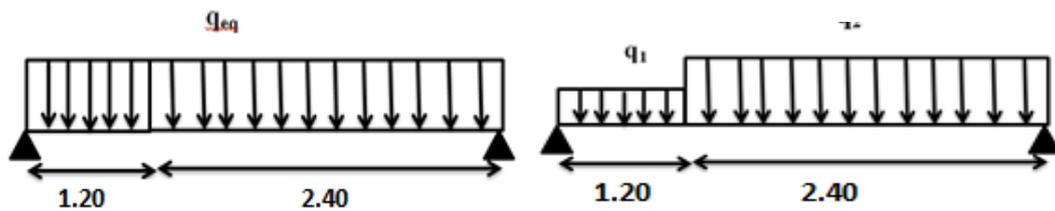


Figure.III. 7:: Chrges sur les escaliers.

III.4.1 Détermination des sollicitations

- La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$
- Le moment isostatique : $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$
- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

III.4.1.1 Evaluation des charges

Tableau.III. 9: Evaluation des charges

	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Volée	9.69	2.5
Palier	5.99	2.5

III.4.1.2 Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

Tableau.III. 10:: Calcul des sollicitations.

Volée	ELU	P _u	16.83 KN/m
	ELS	P _s	12.19 KN/m
Palier	ELU	P _u	11.84 KN/m
	ELS	P _s	8.49KN/m

III.4.1.3 La charge équivalente :

$$\text{ELU : } q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i} = \frac{16.83 \times 2.4 + 11.84 \times 1.2}{2.4 + 1.2} = 15.16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i} = \frac{12.19 \times 2.4 + 8.49 \times 1.2}{2.4 + 1.2} = 10.95 \text{ KN/ml}$$

III.4.1.4 Moments et Effort Tranchants :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{\text{eq}} \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0$$

Tableau.III. 11: Effort interne dans les escaliers

	q _{eq} kN/m	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	Tu (KN)
ELU	15.16	24.56	20.87	7.368	27.28
ELS	10.95	17.74	15.08	5.322	19.71

III.4.2 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera sur une section rectangulaire de largeur $b = 100$ cm de hauteur $h = 17$ cm.

- **L'enrobage** : $C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$

$C_0 = 1$ cm (fissuration peu préjudiciable).

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{17}{10} = 1.7 \text{ cm} \quad C \geq 1 + \frac{1.7}{2} = 1.85 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 2$ cm \longrightarrow $d = h - c = 17 - 2 = 15$ cm.

1- Armatures longitudinales (à l'ELU)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad ; \quad \mu_l = 0.392$$

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow A^* = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; \quad Z_u = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times Z_u}$$

Tableau.III. 12:: Armatures longitudinales E.L.U

		M	μ	A^*	α	Z_u	A_{su}
Type 01	Travée	20.87	0.0655	0	0.0847	14.49	4.14
	Appui	7.368	0.0231	0	0.0292	14.82	1.42

III.4.3 Vérification :**III.4.3.1 Vérification à l'E.L.S**

D'après le BAEL99

- La fissuration est peu préjudiciable). \rightarrow Il n'y a aucune vérification concerne σ_s .

- La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}$$

Avec :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \dots \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau.III. 13: Vérification de la contrainte.

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	$\alpha \leq \bar{\alpha}$
Travée	20.87	15.08	1.38	25	0.44	0.0847	Condition vérifiée
Appui	7.368	5.322	1.38	25	0.44	0.0292	Condition vérifiée

III.4.3.2 Vérification à l'E.L.U

a- **Conditions de non fragilité** : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times 2.1/500 = 1.449 \text{ cm}^2$$

b- **Pourcentage minimal** :BAEL 91 (art B.6.4).

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 17 = 1.70 \text{ cm}^2$$

Tableau.III. 14: Ferrillage des escaliers.

		A_{su}	A_{\min}	A^2_{\min}	A_{\max}	$A_{odp} \text{ cm}^2$
Type 01	Travée	4.14	1.449	1.7	4.14	4HA12=4.52
	Appui	1.42	1.449	1.7	1.449	4HA10=3.14

a- Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{27.28 \cdot 10^3}{1000 \cdot 150} = 0.181 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 5 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 0.181 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b- Armature de répartition : BAEL 99 (Article A.8.2.41)

$$A_T = \frac{A_L}{4}$$

$$\text{En Travée: } A_T = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur appui : } A_T = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } A_r = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

c- Espacement entre les armatures : BAEL99 (Article A.8.2, 42)

Espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures longitudinales:** $St \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(51 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\text{Sur appui} \quad St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} \quad St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Armature de répartition:** $St \leq \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(68 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$$\text{Sur appui} \quad St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} \quad St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

d- Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{17}{360} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{d \cdot b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{452}{1000 \cdot 150} = 0.003 \leq \frac{4.2}{500} = 0.0084 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{17}{360} = 0.047 \leq \frac{15.08}{10 \times 17.74} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

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

Flèche totale :

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b h \frac{h}{2} + \eta A_s d}{b h + \eta A_s} ; \quad \text{Avec : } \eta \text{ coefficient d'équivalence } (\eta = 15)$$

$$Y_G = \frac{100 \cdot 17 \cdot \frac{17}{2} + 15 \cdot 4.52 \cdot 15}{100 \cdot 17 + 15 \cdot 4.52} = 8.74$$

$$Y'_G = h - Y_G = 8.25 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 15 - 8.74 = 6.26 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left[\left(\frac{h}{2} - Y_G \right) \right]^2 + \eta \cdot A \cdot (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 17^3}{12} + 100 \cdot 17 \cdot \left[\left(\frac{17}{2} - 8.74 \right) \right]^2 + 15 \cdot 4.52 \cdot (15 - 8.74)^2 = 43696.50 \text{ cm}^2$$

- **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{4.52}{15 \times 100} = 0.003$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.003} = 7$$

- **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.003} = 2.8$$

-Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanent

J : charge permanente sans revêtement.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(5990 \times 1.2) + (9690 \times 2.4)}{(1.2 + 2.4)} = 8456.66 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(5590 \times 1.2) + (9690 \times 2.40)}{(1.2 + 2.40)} = 8323.33 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 8456.66 + 2500 = 10956.66 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8456.66 \times 3.6^2}{8} = 11644.82 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8323.33 \times 3.6^2}{8} = 11461.22 \text{ N.m}$$

$$M_{\rho} = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 10956.66 \times 3.6^2}{8} = 15087.32 \text{ N.m}$$

III.4.4 Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_{\text{ex}} \times \rho > \beta_{\text{ex}}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{11644.82}{4.52 \times 0.911 \times 15} = 188.53$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{11461.22}{4.52 \times 0.911 \times 15} = 185.55$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{15087.32}{4.52 \times 0.911 \times 15} = 244.26$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^g + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 188.53 + 2.1} \right] = 0.157 \text{ N/ml}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^j + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 185.55 + 2.1} \right] = 0.150 \text{ N/ml}$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^p + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 244.26 + 2.1} \right] = 0.269 \text{ N/ml}$$

Donc :

$$I_v^g = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{(1.1 \times 43696.50)}{1 + 2.8 \times 0.157} = 33388.54 \text{ cm}^4$$

$$I_i^g = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{(1.1 \times 43696.50)}{1 + 7 \times 0.157} = 22899.54 \text{ cm}^4$$

$$I_i^j = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{(1.1 \times 43696.50)}{1 + 7 \times 0.150} = 23446.9 \text{ cm}^4$$

$$I_i^p = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{(1.1 \times 36474.93)}{1 + 7 \times 0.269} = 16672.26 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[11644.82 \times (360^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 33388.54]} = 0.41 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[11644.82 \times (360^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 22899.54]} = 0.2 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[11461.22 \times (360^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 23446.9]} = 0.58 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^p} = \frac{[15087.32 \times (360^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 16672.26]} = 0.36 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v^g - f_v^j + f_i^p - f_i^g = 0.41 - 0.58 + 0.36 - 0.2 = 0.01 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.01 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.4.5 Présentation du ferrailage

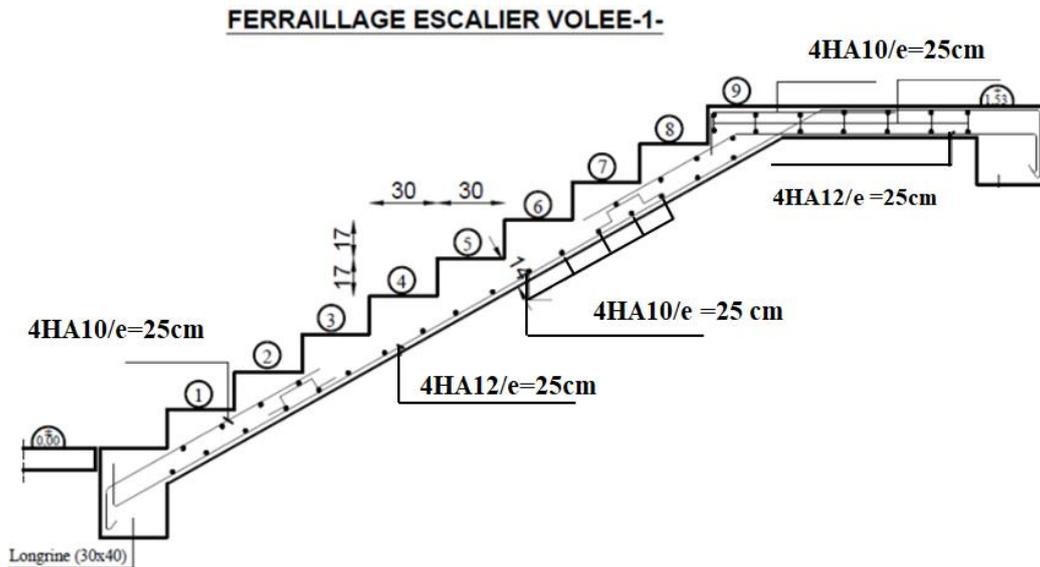


Figure.III. 8:: Schéma du ferrailage des escaliers

III.5 Poutre palière

III.5.1 Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL est vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le BAEL 91 A partir de la condition de la flèche.

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

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$15.62 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm}$$

on prend : h = 30 cm

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

III.5.2 Vérification aux conditions du RPA99/v2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h = 30\text{cm} > 30\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section : **(30*30) cm²**

III.5.3 Évaluations des charges :

On prend une largeur des escaliers qui est: $b = 1\text{m}$

- poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

- poids du mur : $G_m = 1.5 \times 2.80 = 4.2 \text{ KN/ml}$

- Poids de palier : $G_p = 5.99 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la paillasse : $G_v = 9.69 \text{ KN/m}^2$

- La réaction d'escalier ou niveau du palier :

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = \left(\frac{9.69 \times 2.4 + 5.99 \times 1.2}{3.6} \right) \times \frac{3.6}{2} = 15.22 \text{ KN/ml}$$

La surcharge :

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{3.6}{2} = 4.5 \text{ KN/ml}$$

III.5.4 Calcul de la poutre à la flexion :**III.5.4.1 Combinaisons d'actions :**

E.L.U : $P_u = 1,35 (G_m + P + G_p) + 1,5 q$

E.L.S : $P_{ser} = G_p + P + G_m + q$

Le moment :

Travée : $M_t = \frac{P \times L^2}{24}$.

Appuis : $M_a = \frac{P \times L^2}{12}$

L'effort tranchant : $T = P \times \frac{L}{2}$

Tableau.III. 15: récapitulatif des résultats

	P (KN/ml)	M _t (KN/m ²)	M _a (KN/m ²)	T (KN)
ELU	36	19.44	38.88	64.8
ELS	26.17	14.13	28.26	/

III.5.5 Calcul de ferrailage**Armatures longitudinales****ELU :**

$$\mu = \frac{Mu}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad ; \quad d = h - C = 30 - 3 = 27 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$\mu_1 = 0.392$ Si : $\mu < \mu_1 \rightarrow A^* = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; \quad Z_u = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$A_{scal} = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times Z_u} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

Tableau.III. 16: Armatures longitudinales E.L.U

	M _u (KN.m)	μ	A*	α	Z _u (cm)	A _{cal} (cm ²)
Travée	19.44	0.0627	0	0.0809	26.126	2.13
Appui	38.88	0.1255	0	0.1681	25.184	4.43

III.5.6 Vérification**III.5.6.1 Vérification à l'E.L.S**

D'après le (BAEL91) Tant que la section est rectangulaires soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeE400.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \quad \dots \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau.III. 17: Vérification de la contrainte.

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	α	Condition
Travée	19.44	14.13	1.37	25	0.435	0.0809	Vérifiée
Appui	38.88	28.26	1.37	25	0.435	0.1681	Vérifiée

III.5.6.2 Vérification à l'E.L.U

a- Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

- Section minimale d'armatures :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{500} = 0,78 \text{ cm}^2$$

b- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_L \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0,001 \times 30 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

c- Pourcentage minimale : RPA99/v2003

$$A_{\min}^{RPA} \geq 0,005 \times b \times h = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L ; A_{\min}^{RPA})$$

Tableau.III. 18: Choix du ferrailage de la poutre palière.

	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_L(\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1.90	1.57	1.5	4.5	4.5	3HA14 = 4.62
Appui	3.85	1.57	1.5	4.5	4.5	3HA14 = 4.62

III.5.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :**BAEL 91 (art A.5.1)**

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{64.8 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.8 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min(3.33 ; 4 \text{MPa}) \quad \text{Fissuration pre judissiable}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{Mpa} \geq \tau_u = 0.8 \text{ Mpa} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Selon **BAEL91**, les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimaux :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_1; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min\{0.85 ; 14 ; 3\} \rightarrow \text{soit : } \varnothing_t = 8 \text{ mm (cadre } \varnothing 8)$$

III.5.8 Armatures transversales:**D'après le RPA (art.7.5.2.2)**

$$\text{Dans la zone nodale : } S \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing_L \right\} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 * 7.5 * 30 = 0.675 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte } \mathbf{3T8 = 1.51 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Dans la zone courante : } S \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte } \mathbf{3T8 = 1.51 \text{ cm}^2}$$

III.5.9 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{360} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{d*b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{462}{300*300} = 0.003 \leq \frac{4.2}{500} = 0.0084 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{30}{360} = 0.083 < \frac{19.44}{10 \times 38.88} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.10 Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH

(BAEL91 art .A.5.4)

$$\tau_{uv} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} \cdot M_{a \text{ escalier}} = M_{tor} = 7.368 \text{ kN.m}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = (h-e) + (b-e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{7368 \cdot 1000}{2 \cdot 50 \cdot 62500} = 1.178 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$$

III.5.11 Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_{uv}^2 + \tau_u^2 \leq \tau_{ultim}^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_{ultim}^2 = 3.33^2 = 11.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv}^2 + \tau_u^2 = 1.178^2 + 0.8^2 = 2.027 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv}^2 + \tau_u^2 = 2.027 \text{ Mpa} \leq \tau_{ultim}^2 = 11.08 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

III.5.12 Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu \times M_{tor}}{2\Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

M_{tor} : Moment de torsion ($T_u = 6480 \text{ N.m}$)

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2 [(h - e) + (b - e)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{100 \times 6480}{2 \cdot 625 \left(\frac{500}{1.15}\right)} = 1.20 \text{ cm}^2$$

III.5.13 Les armatures transversales

$$A_t = \frac{S_t \times M_{tor}}{2\Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{150 \times 6480 \cdot 1000}{2 \cdot 62500 \left(\frac{500}{1.15}\right)} = 0.178 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- Section minimale des armatures

$$1) \frac{A_l \cdot f_e}{\mu \cdot e} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{120 \cdot 500}{1000 \cdot 50} = 1.2 \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot e} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{17.8 \cdot 500}{150 \cdot 50} = 1.18 \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.14 Les armatures totales

1- Armatures longitudinales :

- Travée :

$$A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tor}}$$

$$A_l^{\text{tot}} = 4.62 + 1.2 = 5.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_l^{\text{tot}} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

2- Armatures transversales :

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}}$$

$$A_t^{\text{tot}} = 1.51 + 0.178 = 1.688 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t^{\text{tot}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Tableau.III. 19: Choix du ferrailage de la poutre palière

	A_l^{fl}	A_l^{tor}	A_l^{tot}	A_{adp}
Travée:	4.62	1.20	5.82	6HA12 = 6.79 cm²
Appui:	4.62	1.20	5.82	6HA12 = 6.79 cm²

III.6 Prédimensionnement des poutrelles:

III.6.1 Introduction

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) 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.

Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

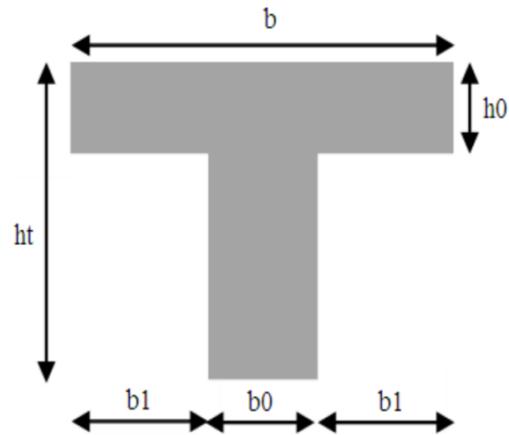


Figure.III. 9:Dimension des poutrelles

$$b0 = (0.4; 0.6) \times ht$$

$$b0 = (8.4 ; 12.6)$$

$$b1 \leq \min (Lx / 2 ; Ly / 10)$$

Avec :

Lx : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

Ly : distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b0 = 2 \times b1 + b0$$

Soit : $b0 = 12cm$

$$b1 = \frac{b - b0}{2} \leq \min \left(\frac{lx}{2}; \frac{ly}{2} \right)$$

$$Lx = 65 - 12 = 53cm.$$

$$Ly = 490 - 30 = 460 cm.$$

$$b1 = \min (53 / 2 ; 460 / 10) = 26.5cm \rightarrow b = 2 \times 26.5 + 12 = 65cm$$

Soit : $b = 65\text{cm}$

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

$$\frac{460}{25} \leq h \leq \frac{460}{20} \quad \Rightarrow \quad 18.4\text{cm} \leq h \leq 23\text{cm}$$

On prend $h=21\text{cm}$

Conclusion

$h = 21\text{ cm}$ $h_0=5\text{cm}$

$b = 65\text{cm}$ $b_0=12\text{cm}$ $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 26, \text{ cm}$

III.6.2 Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

ELU :

$$qu=1.35G+1.5Q \text{ et } Pu=0.6 \times qu$$

ELS :

$$qs=G+Q \text{ et } Ps=0.6 \times qs$$

Tableau.III. 20: : Charges et surcharges sur les 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 innaccessible	7.13	1	11.12	6.67	8.13	4.87
Etages d'habitation	5.66	1.5	9.89	5.93	7.16	4.29

III.7 Etude des planchers

III.7.1 Introduction

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Porte les charges et les surcharges des bâtiments.
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Dans notre étude, le plancher est composé par des corps creux et une dalle de compression y compris les nervures (poutrelles).

III.7.2 Méthode de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot. Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire. On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies, sinon on prend la méthode de Caquot.

III.7.2.1 Méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les conditions suivantes à vérifier :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les charges d'exploitation sont modérées $\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 5000 \text{ N/m}^2 \end{array} \right\}$
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Etage courant

$$1- \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 11.32 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Terrasse

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 14.26 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2- Les moments d'inertie constante $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{Constante} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

3-

$0.8 \leq \frac{480}{480} = 1 \leq 1.25$ Condition vérifiée

$0.8 \geq \frac{480}{540} = 0.91 \leq 1.25$ Condition vérifiée

4- La fissuration est peu nuisible Condition vérifiée

Conclusion :

la méthode forfaitaire est vérifiée

III.7.2.2 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.

1) Avant le coulage :

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

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

III.7.2.3 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

A. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

➤ **Exposé de la méthode :**

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

- M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

➤ **Moment sur appuis :**

- $M=0,2M_0 \rightarrow$ appuis de rive.
- $M=0,6M_0 \rightarrow$ pour une poutre à deux travées.
- $M=0,5M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.

$M=0,4M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

III.7.3 Evaluation des charges et surcharges :

III.7.3.1 • Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{tot}} = 1,97 \text{ KN/ml}$$

III.7.3.2 . Charges d'exploitation:

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

III.7.3.3 Combinaison des charges:

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q= 3,63 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q= 2,62 \text{ kN/ml}$$

Calcul des Momentes:

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{3,63 \cdot 4,9^2}{8} = 10,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{8} = \frac{2,62 \cdot 4,9^2}{8} = 7,86 \text{ kN.m}$$

III.7.4 Ferrailage:

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

$$M_u=10,89 \text{ kNm} ; b=12 \text{ cm} ; h=5 \text{ cm} ; d=4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=14,16 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,316 \quad \rightarrow \quad A_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{\max} = 2,45 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{3,63 \times (2,45)^2}{8} = 2,72 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = 0,298 \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,114)}}{0,8} = 0,37$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,251 \times 10^6}{33,81 \times 435} = 0,17 \text{ cm}^2$$

On prend : 2 T10 \rightarrow $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

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 ».

➤ Evaluation des charges:

▪ Plancher terrasse :

- Charge permanentes :

$$G = 7,13 \times 0,65 = 4,63 \text{ kN/ml}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

▪ Plancher courant :

- Charge permanente :

$$G = 5,66 \times 0,65 = 3,67 \text{ kN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{Balcon}} = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ kN/ml}$$

➤ Combinaison des charges :

▪ Plancher terrasse :

$$\text{- E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,22 \text{ kN/ml}$$

$$\text{- E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 5,28 \text{ kN/ml}$$

▪ Plancher courant :

$$\text{- E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,41 \text{ kN/ml}$$

$$\text{- E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 4,64 \text{ kN/ml}$$

- **Balcon :**
- E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=12,14\text{kN/ml}$
- E.L.S : $q_{ser}=G+Q=8,61\text{kN/ml}$

III.7.5 Calcul des efforts internes :

On a utilisé méthode des éléments fini (SAP2000) pour déterminer les diagrammes des moments et des efforts tranchants

Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

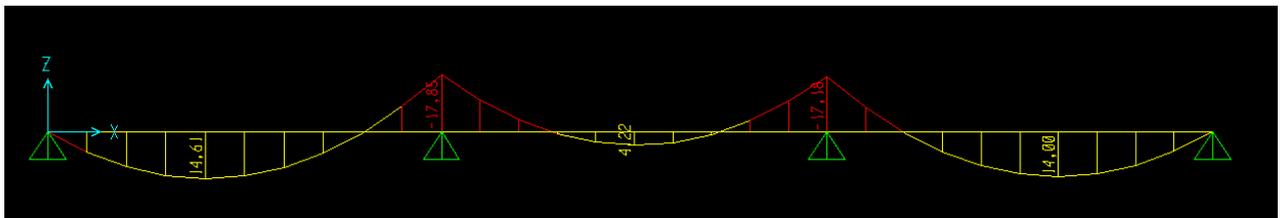


Figure.III. 10:Diagramme Moment fléchissant à ELU terrasse

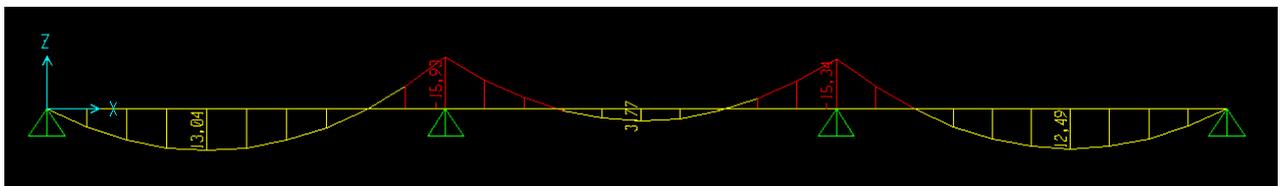


Figure.III. 11:Diagramme Moment fléchissant à ELU étage

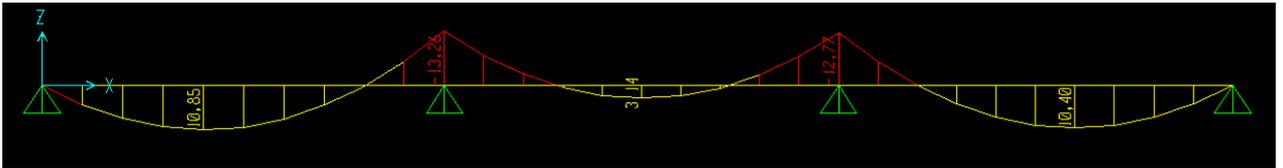


Figure.III. 12:Diagramme Moment fléchissant à ELS terrasse

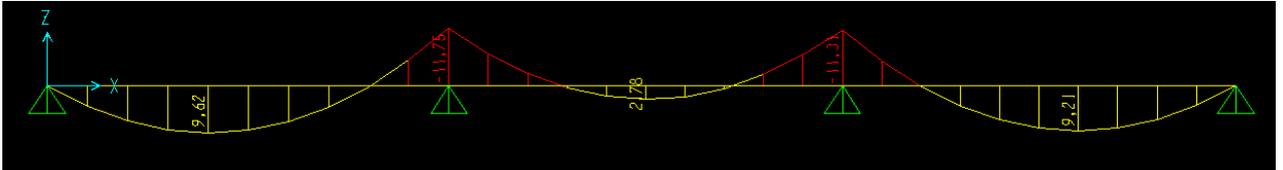


Figure.III. 13:Diagramme Moment fléchissant à ELS etagee

• Effort tranchant :

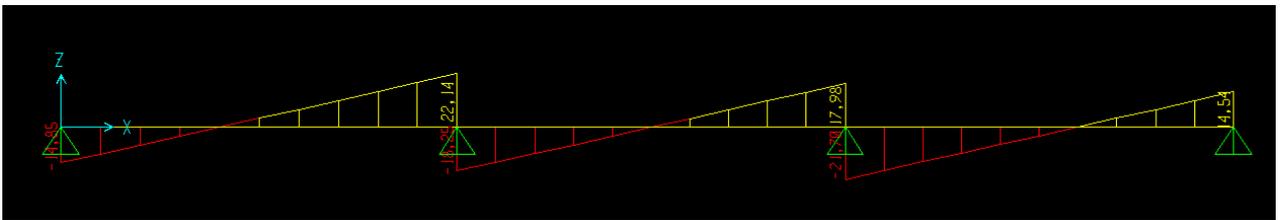


Figure.III. 14:Diagramme Effort tranchant à ELU terrassée

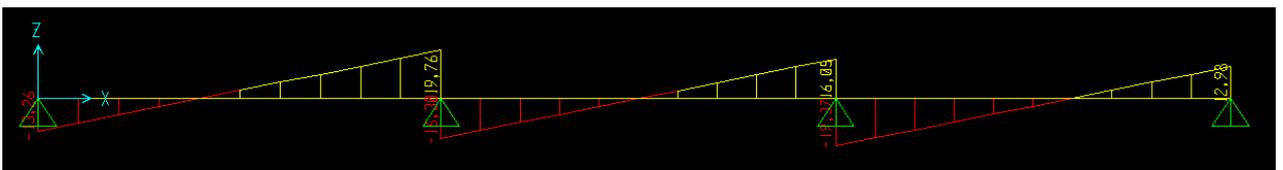


Figure.III. 15:Diagramme Effort tranchant à ELU étagee

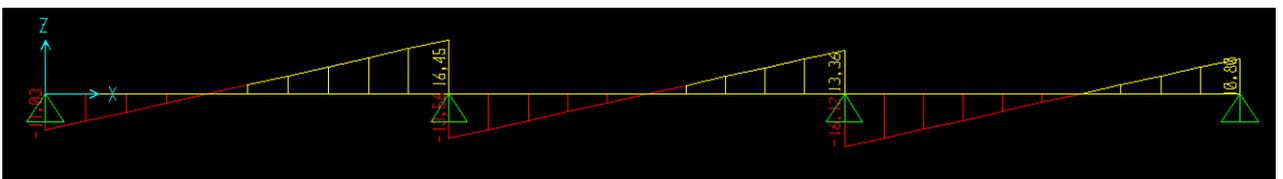


Figure.III. 16:Diagramme Effort tranchant à ELS terrassée

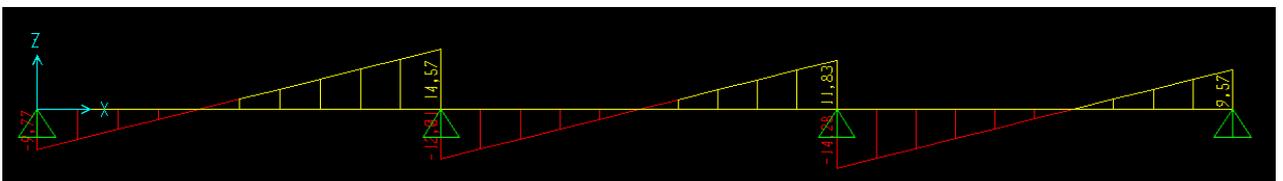


Figure.III. 17:Diagramme Effort tranchant à ELS étagee

III.7.6 Calcul du ferrailage :

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Etage terrasse**E.L.U :**

- $M_{tu}^{max} = 14,61 \text{ kNm}$
- $M_{au}^{max} = 17,11 \text{ kNm}$
- $T_u^{max} = 22,14 \text{ kN}$

E.L.S :

- $M_{tser}^{max} = 10,85 \text{ kNm}$
- $M_{aser}^{max} = 13,26 \text{ kNm}$
- $T_{ser}^{max} = 16,45 \text{ kN}$

Etage courant**E.L.U :**

- $M_{tu}^{max} = 13,04 \text{ kNm}$
- $M_{au}^{max} = 15,93 \text{ kNm}$
- $T_u^{max} = 19,76 \text{ kN}$

E.L.S :

- $M_{tser}^{max} = 9,62 \text{ kNm}$
- $M_{aser}^{max} = 11,73 \text{ kNm}$
- $T_{ser}^{max} = 14,57 \text{ kN}$

Remarque ; on prend le cas plus défavorable pour étage terrasse

III.7.6.1 Ferrailage en travée :

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;

$f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 75,53.kNm$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

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

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

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

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

Tableau.III. 21:Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	Z(cm)	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
14,61	0,043	Oui	0	0,054	18,49	435	1,76

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,18cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,76 cm^2 ; 1,18cm^2\} = 1,76 cm^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,37 cm^2$).

III.7.6.2 Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 15,93kNm < M_{tab} = 75,53kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau.III. 22:Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{ua}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	Z(cm)	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
15,93	0,048	Oui	0	0,061	18,43	435	1,98

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,21\text{cm}^2$$

$$A_s = 1,98 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,21\text{cm}^2$$

Choix : 2T12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$).

III.7.6.3 Vérifications :**a. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 22,14\text{kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,98\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales :➤ **Appui de rive :****- Vérification de la compression du béton:**

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

Avec : $T_u = 17,98\text{kN}$ (appuis de rive).

$$\sigma_b = \frac{17,98 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,88\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales:

$$A_s = 1,98\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,41\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{22,14 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,08 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,98 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,89 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c. Vérification à l'E.L.S :

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

- **Vérification des contraintes du béton :**

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

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

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

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm (travée)} ; b_0 = 12 \text{ cm (appuis)} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

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

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

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

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A_s' \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A_s' \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - y)^2. \end{cases}$$

Tableau.III. 23:Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	10,85	1,34	3,41	11453,09	3,73	Vérifiée
Appuis	13,26	1,64	3,62	12536,16	4,35	Vérifiée

d. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{21}{500} = 0,042 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{1,64}{12 \times 18,9} = 0,0072 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} . \\ 0,042 \geq 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

$h=21cm$; $b_0=12cm$; $d=18.9cm$; $L=5m$; $A_s=1,64cm^2$; $f_e=500MPa$.

Alors:

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1cm \rightarrow (L \leq 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « y_1 » :**

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

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

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

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III. 24:Calcul de la flèche.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
13,26	1,64	17,62	0,0723	427,79	0,57	0,22	0,97	828559.9	586912,1	682841,51

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,7mm \quad (L = 5m)$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 2,38mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 2,38 - 1,7 = 0,68mm = 0,068cm < \bar{f} = 1cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24
($f_e=235MPa$)

➤ **BAEL 91 modifié 99 [5] :**

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

➤ **RPA 99 / Version 2003 [1] :**

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

Avec :

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

- ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.
- $\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$.

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

Donc :

➤ **Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [5]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0096\text{cm} \\ S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,02\text{cm} \end{array} \right.$$

➤ **Selon le « RPA 99 version 2003 » [1]:**

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

- **Choix des armatures :**

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

- **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 17,01\text{cm}$$

Donc : $\begin{cases} S_t = 6\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

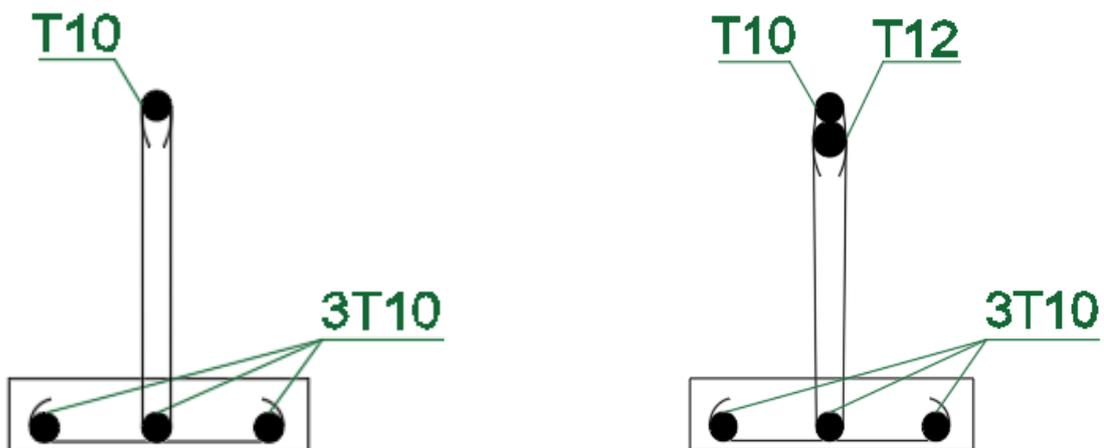


Figure.III. 18: ferrailage des poutrelles

CHAPITRE IV.ETUDE DYNAMIQUE

IV CHAPITRE IV.ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.4 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale

L'effort sismique V appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule

$$V_{st} = V \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Article 4.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone **RPA99/V2003 (Tableau 4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres : Groupe d'usage : **groupe 2**

Zone sismique : **zone III => A = 0.25**

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **RPA99/V2003 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction,

donc : $R = 5$

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_1^{12} Pq \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.4)}$$

Avec

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non Les valeurs de pénalité sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau IV 1:le critère de qualité

Critère (q)	Observé	Pq /x-x	Observé	Pq /y-y
1- Cdt min sur les files de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	OUI	0	OUI	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

W_{tot} : Poids total de la structure

$$W = n \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau (4-5) RPA99/V2003**.

$$\begin{cases} \beta = 0.2 \text{ pour usage d'habitation} \\ \beta = 0.6 \text{ pour usage commerciale} \end{cases}$$

D'après le ETABS , on trouve : $W_{tot} = 26418,89 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Formule 4-2)}$$

T2: Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA99/V2003 (Tableau 4.7)**, Le sol d'implantation de notre structure est classé dans le Site S2 , Obtenu à partir des essais préssiométriques.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$

IV.5 Calcul de la période fondamentale de la structure

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 7 \%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

$$T_e = C_T \times h_n^{3/4}$$

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

$$h_n = 29.16\text{m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_1 = 0.05 \times (29.16)^{3/4} = 0.63 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions. $L_x = 19.65 \text{ m}$, $L_y = 15 \text{ m}$

$$\begin{cases} T_{2x} = 0.598 \\ T_{2y} = 0.685 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.63; 0.598) = 0.77 \\ T_y = 1.3 \times \min(0.685; 0.63) = 0.819 \end{cases}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times (T_2/T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.69 \text{ m}$$

$$D_y = 2.5 \times \eta \times (T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.63 \text{ m}$$

$$V_{stx} = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W}{R} = \frac{0.25 \times 1.69 \times 1.2}{5} \times 26418.89 = 2678.87 \text{ KN.}$$

$$V_{sty} = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W}{R} = \frac{0.25 \times 1.63 \times 1.2}{5} \times 26418.89 = 2583.76 \text{ KN.}$$

$$V_{stx} = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W}{R} = \frac{0.25 \times 1.69 \times 1.2}{3.5} \times 26418.89 = 3826.96 \text{ KN.}$$

$$V_{sty} = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W}{R} = \frac{0.25 \times 1.63 \times 1.2}{3.5} \times 26418.89 = 3691.09 \text{ KN.}$$

IV.6 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

Principe Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant

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

Avec : A : coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q: Facteur de qualité

Avec le spectre de réponse est donné par l'application spectre RPA99 le graphe donne Sa/g en fonction du temps

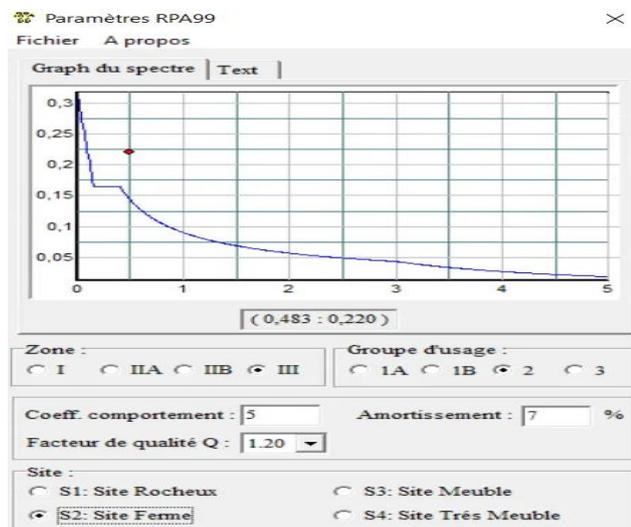


Figure IV 1: Spectre de réponse.

IV.7 Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres)
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.8 Description de logiciel ETABS

Cette structure est modélisé par logiciel ETABS version 17.0.1, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il 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 disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.9 Disposition des voile

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous

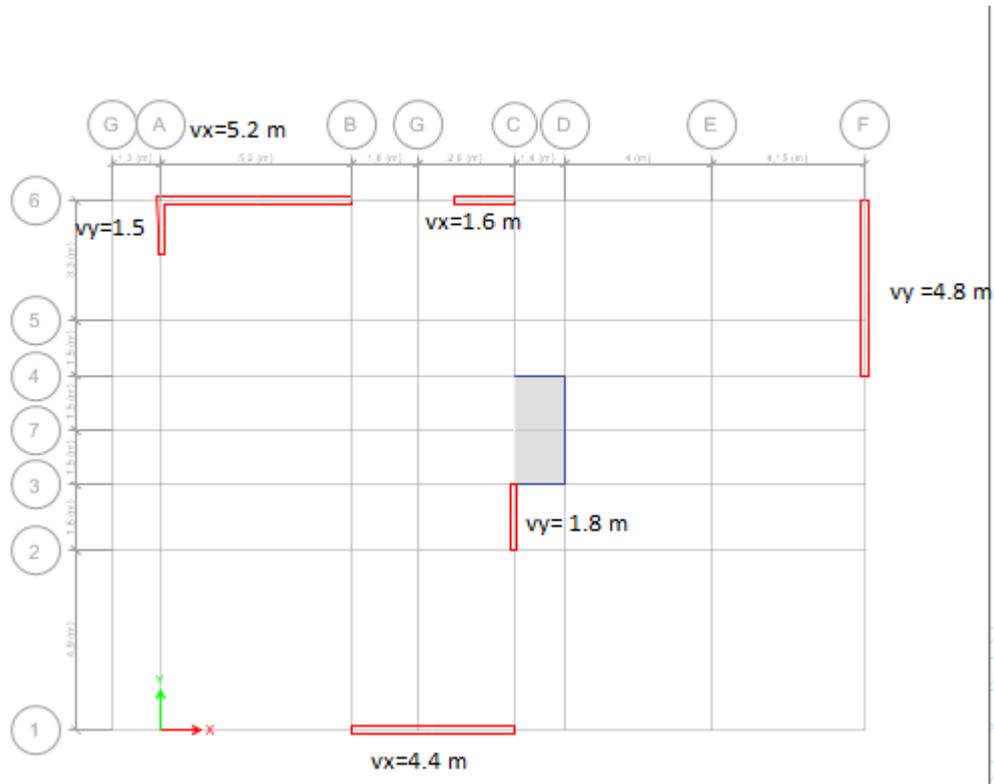


Figure IV 2 Disposition des voiles.

I.1 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donne par etabes

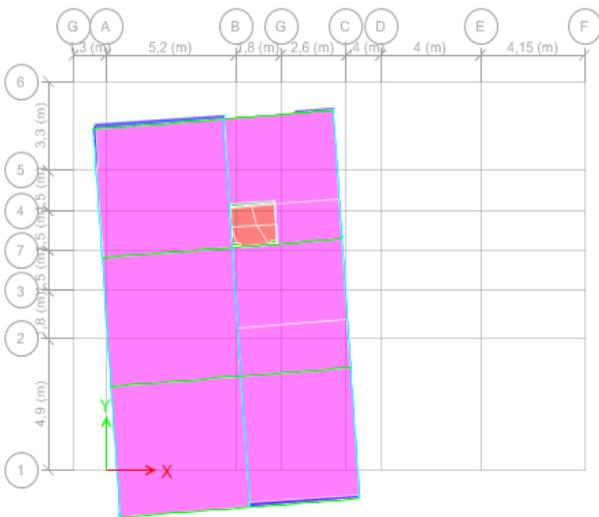


Figure IV 4 1er mode de déformation (y-y)

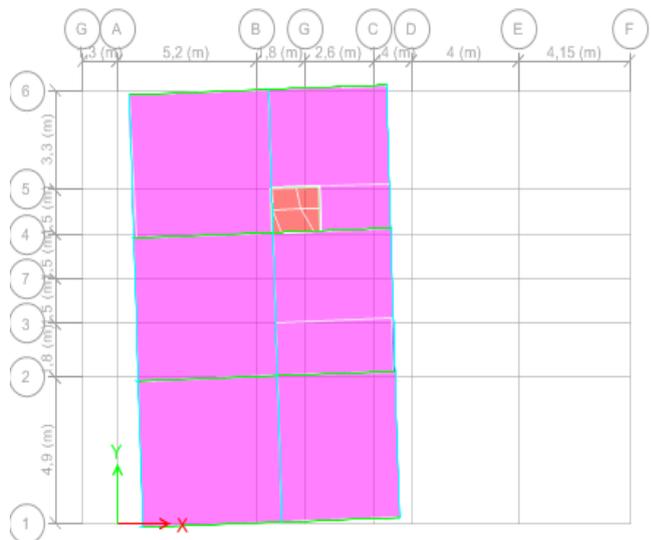


Figure IV 3: 2eme mode de déformation (x-x)

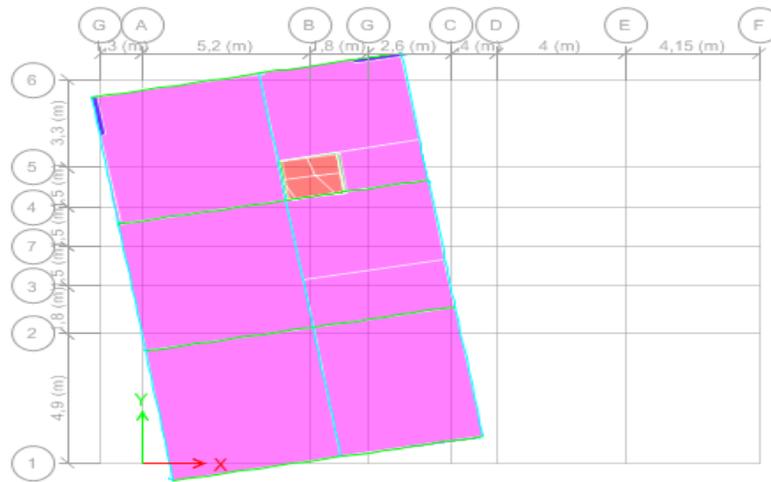


Figure IV 5:3 eme mode de déformation (torsion au tour de z-z)

IV.10 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau IV 2:Période et taux de participation massique sans voile .

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,151	0,1677	0,0016	0	0,1677	0,0016
Modal	2	1,012	0,1709	0,5034	0	0,3386	0,5049
Modal	3	0,742	0,4054	0,2486	0	0,744	0,7536
Modal	4	0,383	0,0315	0,0001	0	0,7755	0,7537
Modal	5	0,293	0,035	0,1045	0	0,8105	0,8582
Modal	6	0,237	0,0365	0,0282	0	0,8469	0,8864
Modal	7	0,218	0,0656	0,0113	0	0,9125	0,8977
Modal	8	0,156	0,00002229	0,0011	0	0,9126	0,8988
Modal	9	0,142	0,0056	0,0484	0	0,9181	0,9472
Modal	10	0,122	0,0391	0,002	0	0,9572	0,9493
Modal	11	0,115	0,0021	0,002	0	0,9593	0,9512
Modal	12	0,092	0,0023	0,0012	0	0,9617	0,9525

Tableau IV 3:Période et taux de participation massique avec voile .

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0,714	0,0004	0,5965	0,0004	0,5965	0,1247
2	0,521	0,6095	0,0093	0,6099	0,6058	0,2011
3	0,356	0,0955	0,1127	0,7054	0,7185	0,6895
4	0,193	0	0,1381	0,7054	0,8566	0,7182
5	0,127	0,1814	0,0026	0,8868	0,8592	0,7318
6	0,098	0,0048	0,0197	0,8916	0,8789	0,7851
7	0,088	0,0108	0,063	0,9024	0,9419	0,8822
8	0,06	0,022	0,0029	0,9244	0,9448	0,9123
9	0,058	0,0325	0,0136	0,9569	0,9584	0,9137
10	0,046	0,006	0,0175	0,9629	0,9759	0,9459
11	0,04	0,0001	0,0059	0,963	0,9817	0,9545
12	0,037	0,0206	0,0012	0,9836	0,9829	0,9575

IV.10.1 Analyse des résultats

La participation modale du premier et deuxième mode suivant les deux directions X et Y est atteinte les 90 % partir du 7^{eme} mode respectivement, ce qui nous donne une translation selon x et y comme le montre les figures précédentes

IV.10.2 . Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base **Vdyn** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **Vst**, nous avons

Tableau IV 4:Vérification de la résultante des forces

Sens	Vdyn (KN)	Vst(KN)	0.8 x Vst	0.8Vst<Vday	observation
Sens x-x	3554.05	3826.96	3061.56	ok	vérifie
Sens y-y	2932.69	3691.09	2952.87	no	no vérifie

-Dans le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.01

- On obtient les résultats suivant après la majoration

Tableau IV 5:Vérification de la résultante des forces

Sens	Vdyn (KN)	Vst(KN)	0.8 x Vst	0.8Vst<Vday	observation
Sens x-x	3554.05	3826.96	3061.56	ok	vérifie
Sens y-y	2962.02	3691.09	2952.87	ok	vérifie

I.2 Vérification de l'interaction voiles-portiques [1] :

Tableau IV 6:Vérification de l'interaction voiles-portiques

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	voile	total	Portiques	voile
R.D.C	16825.93	9592.95	26418.89	63	37
1er	14619.63	8355.59	22975.22	63	37
2eme	12575.74	7269.87	19845.62	63	37
3eme	10177.21	6538.80	16716.02	60	40
4eme	8264.71	5389.21	13653.92	60	40
5eme	6392.81	4200.83	10593.64	60	40
6eme	4350.87	3157.83	7508.71	57	43
7eme	2610.42	1900.95	4511.37	57	43
8eme	1017.12	827.71	1844.83	55	45
			moy	59.77	40.23

On constate que les voiles reprennent 40.23% > 20% des sollicitations due aux charges verticales alors la condition est vérifiée, notre structure a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arméR = 3.5

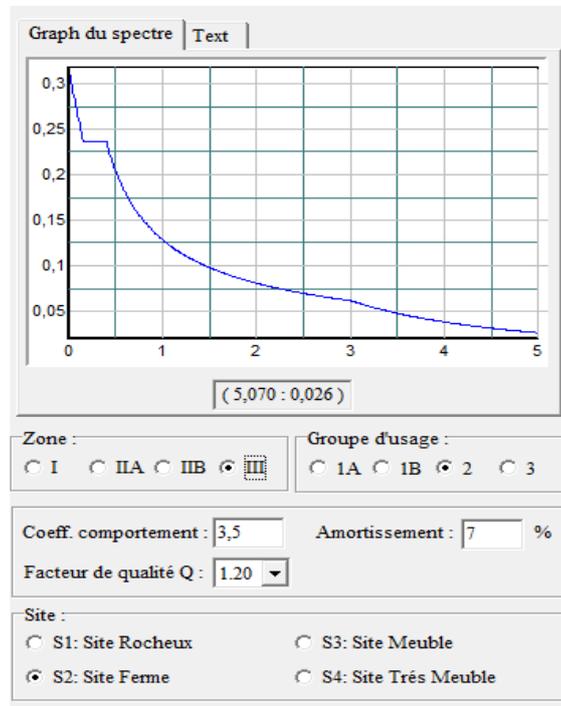


Figure IV 6: Spectre de réponse.

IV.10.3 Vérification de l’effort normal réduit [1] :

Il est exigé de faire la vérification à l’effort normal réduit pour éviter l’écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Tel que :

N : L’effort normal maximal

B : Section du poteau.

fc28 : Résistance caractéristique à la compression fc28=25MPA

Vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV 7:Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC & 1 ^{er} & 2eme	50	50	2500	2592.50	0.41	Non Vérifié
3eme & 4eme & 5eme	45	45	2025	1459.09	0.28	Vérifié
6eme & 7eme & 8eme	40	40	1600	675.79	0.16	Vérifié

IV.10.4 Analyse des résultat

Les condition des l'effort normal réduit et n'est pas vérifier dans le poteaux de 50X50 donc on doit augmente la section de poteaux

Tableau IV 8:Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC & 1 ^{er} & 2eme	60	60	3600	2592.50	0.28	Vérifié
3eme & 4eme & 5eme	55	55	3025	1459.09	0.19	Vérifié
6eme & 7eme & 8eme	50	50	2500	675.79	0.10	Vérifié

IV.11 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par

$$\delta_k = R \times \delta_{ekk} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement (**R=5**).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le **RPA/V2003 (article 5.10)** exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k \leq 1\% \times h_k$.

h_k : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

Tableau IV 9:Vérification des déplacements selon x-x.

Niveaux	Sensx-x						Observation
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta\delta_k(m)$	$H_k(m)$	$\Delta\delta_k/h_k$	
RDC	0.0013	0.004	0	0.004	4.08	0.0011	Vérifiée
1er	0.0034	0.011	0.004	0.007	3.06	0.0023	Vérifiée
2eme	0.006	0.021	0.011	0.009	3.06	0.0030	Vérifiée
3eme	0.0091	0.031	0.021	0.010	3.06	0.0035	Vérifiée
4eme	0.012	0.043	0.031	0.011	3.06	0.0038	Vérifiée
5eme	0.015	0.055	0.043	0.012	3.06	0.0040	Vérifiée
6eme	0.019	0.068	0.055	0.013	3.06	0.0040	Vérifiée
7eme	0.023	0.081	0.068	0.013	3.06	0.0040	Vérifiée
8eme	0.026	0.093	0.081	0.012	3.06	0.0040	Vérifiée

Tableau IV 10: Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	Sens y-y						Observation
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta\delta_k(m)$	$H_k(m)$	$\Delta\delta_k/h_k$	
RDC	0.0024	0.0086	0	0.0086	4.08	0.0021	Vérifiée
1^{er}	0.0060	0.021	0.0086	0.0125	3.06	0.0041	Vérifiée
2eme	0.01	0.036	0.021	0.0155	3.06	0.0050	Vérifiée
3eme	0.015	0.054	0.036	0.0174	3.06	0.0056	Vérifiée
4eme	0.020	0.072	0.054	0.018	3.06	0.0059	Vérifiée
5eme	0.025	0.090	0.072	0.018	3.06	0.0059	Vérifiée
6eme	0.030	0.108	0.090	0.017	3.06	0.0058	Vérifiée
7eme	0.035	0.125	0.108	0.017	3.06	0.0055	Vérifiée
8eme	0.038	0.134	0.125	0.008	3.06	0.0028	Vérifiée

IV.11.1 Analyse des résultats

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.12 Justification vis-à-vis de l'effet P-delta

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;avec

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Si $0,1 < \theta < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$

Si $\theta > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessou

Tableau IV 11: Vérification de l'effet P-delta

Niveaux	H_k (m)	Pk(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk (m)	V (KN)	θ_k	V (KN)	Δk (m)	θ_k
RDC	4.08	26418.89	0.004	3554.05	0.007	2962.02	0.0086	0.018
1	3.06	22975.22	0.007	3418.01	0.015	2832.16	0.0125	0.033
2	3.06	19845.62	0.009	3212.84	0.018	2645.07	0.0155	0.038
3	3.06	16716.02	0.010	2950.74	0.018	2418.46	0.0174	0.039
4	3.06	13653.92	0.011	2630.77	0.018	2154.62	0.018	0.037
5	3.06	10593.64	0.012	2249.69	0.018	1837.59	0.018	0.034
6	3.06	7508.71	0.013	1789.8	0.017	1456.94	0.017	0.028
7	3.06	4511.37	0.013	1228.59	0.015	1010.26	0.017	0.024
8	3.06	1844.83	0.012	560.51	0.012	481.79	0.008	0.010

Analyse des résultats :

Puisque tous les coefficients θ_k est inférieurs à 0,10 pour tous les étages, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

IV.13 Conclusion

Lors de la modélisation, l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles à été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction, les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ . Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

CHAPITRE V:ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1 Introduction

Notre structure est un ensemble de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « BAEL 91 modif 99 » et « RPA 99 modif 2003 ». Pour cela, on utilise l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABES), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.47$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[3] :
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$

- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

- ✓ Avec :
 - ✓ G : Charges permanentes.
 - ✓ Q : Surcharge d'exploitation.
 - ✓ E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- ✓ 1- N^{\max} , M^{corr}
- ✓ 2- N^{\min} , M^{corr}
- ✓ 3- M^{\max} , N^{corr}

V.2.2 Recommandation selon RPA99/2003 :

D'après [2], pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 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 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants

Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel SOCOTEC V1.02

V.2.3 Calcul des sections de ferrailage

V.2.3.1 Situation durable :

Tableau V 1 Ferrailage des poteaux suivant cas 01: N_{\max} ; M_{corr} (situation durable).

Section (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_s calculé / face (cm^2)	A'_s calculé / face (cm^2)	A_s RPA (cm^2)
60X60	-2790,52	-7.8	0	0	32.4
55X55	-1783,13	-20.25	0	0	27.22
50X50	-817.55	-19.59	0	0	22.5

Tableau V 2: Ferrailage des poteaux suivant cas 02: N_{\min} ; M_{corr} (situation durable).

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
60X60	-850.90	-25.77	0	0	32.4
55X55	-392.71	-25.95	0	0	27.22
50X50	-57.72	19.40	1,27	0	22.5

**Tableau V.3 : Tableau V 3 Ferrailage des poteaux suivant cas 03: Mmax; Ncorr
(situation durable).**

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
60X60	-1733.91	-62.70	0,54	0	32.4
55X55	-678.35	-57.95	0	0	27.22
50X50	-125.64	-65.03	1,88	0	22.5

I.1.1.1 Situation accidentelle :

**Tableau V 4: Ferrailage des poteaux suivant cas 01: Nmax; Mcorr (situation
accidentelle).**

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
60X60	-2526,1743	-124.35	0	0	32.4
55X55	-1459,0958	-25.36	0	0	27.22
50X50	-675,7902	-25.84	0	0	22.5

Tableau V 5: Ferrailage des poteaux suivant cas 02: Nmin; Mcorr (situation accidentelle).

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
60X60	178.03	50.62	0	0	32.4
55X55	124.98	110.22	3,2	0	27.22
50X50	11.26	90.66	4,02	0	22.5

Tableau V 6: Ferrailage des poteaux suivant cas 03: Ncorr; Mmax (situation accidentelle).

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As calculé / face (cm ²)	A's calculé / face (cm ²)	As RPA (cm ²)
60X60	-220.67	192	4,95	0	32.4
55X55	-807.85	-181.06	0	0	27.22
50X50	-318.48	-152.24	3,88	0	22.5

V.2.4 Choix des armatures :

Tableau V 7 Armatures longitudinales des poteaux..

Section (cm ²)	As cal (cm ²)	As min (cm ²)	Choix de la section	As total (cm ²)
60X60	4.95	32.4	4HA25+8HA16	35.70
55X55	3.2	27.22	4HA20+8HA16	28.64
50X50	4.02	22.5	8HA20	25.12

V.2.5 Vérification

V.2.5.1 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \times \xi$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) N_{max} , M_{corr} :

Tableau V 8 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{max} , M_{corr})

Niveau	Section (cm)	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérifi	type
RDC → 2 ^{eme}	60x60	-2790,52	-7.8	5.96	15	OK	SEC
3 ^{eme} → 5 ^{eme}	55x55	-1783,13	-20.25	4.54	15	OK	SEC
6 ^{eme} → 8 ^{eme}	50x50	-817.55	-19.59	2.54	15	OK	SEC

b)Ncor et Mmax

Tableau V 9:Vérifications des contraintes des aciers a l'ELS.

Niveau	Section (cm ²)	Ncor (KN)	M max (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	type
RDC→2 ^{eme}	60X60	-220.67	192	3,69	15	ok	SEC
3 ^{eme} →5 ^{eme}	55X55	-807.85	181.06	2.66	15	ok	SEC
6 ^{eme} →8 ^{eme}	50X50	-318.48	-152.24	0.51	15	ok	SEC

V.2.5.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{MIN} \{0.1 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa}\} = 2.5 \text{MPa}$$

Avec :

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

- b : Largeur de la section du poteau.

- d : Hauteur utile de la section du poteau.

- τ_u : Contrainte de cisaillement.

- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

• Selon le « BAEL91 modif 99 » [2] :

- $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{MPa}\}$ Fissuration peu nuisible.

- $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

• Selon le « RPA99 modif 2003 » [1] :

- $\tau u = \rho d \times f_c 28$
- $\rho d = 0,075$ si l'élanement $\lambda g \geq 5$
- $\rho d = 0,040$ si l'élanement $\lambda g < 5$
- λg : L'élanement du poteau $\lambda g = L/ a$
- L : Longueur de poteux.
- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Tableau V 10 :Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τu (MPa)	λg	ρd	$\bar{\tau u}$ RPA (MPa)	$\bar{\tau u}$ RPA (MPa)	Observation
60X60	167.14	0.51	5.1	0.075	1.875	2.5	OK
55X55	115.90	0.42	5.56	0.075	1.875	2.5	OK
50X50	3.70	0.02	6.12	0.075	1.875	2.5	OK

V.2.6 Longueur de recouvrement [1] :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \emptyset l$ (zone III)

T25 : $L_r = 125\text{cm}$.

T20 : $L_r = 100\text{cm}$.

T16 : $L_r = 80\text{cm}$.

V.2.7 Ferrailage des armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq MIN(0.9 \times d; 40cm) \\ \varnothing t \leq MIN\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing l\right) \\ \frac{At \times fe}{b \times St} \geq MAX\left(\frac{\tau u}{2}; 0.4MPA\right) \end{array} \right.$$

Avec :

At : Section d'armatures transversales

– b : Largeur de la section droite

– h : Hauteur de la section droite.

– St : Espacement des armatures transversales.

– $\varnothing t$: Diamètre des armatures transversales

– $\varnothing l$: Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \times Tu}{h \times fe}$$

Avec :

– Tu : Effort tranchant à l'ELU.

– fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

– h : Hauteur totale de la section brute.

– ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

– $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

– $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

– λ_g : L'élancement géométrique

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

– $St \leq 10cm$ Zone nodale (zone III).

– $St \leq \text{Min} (b/2 ; h /2 ; 10\phi_l)$ Zone courante (zone III)

Le pourcentage d'armatures transversales minimal $At / St \times b$ est donné par :

– 0.3% si l'élanement $\lambda_g \geq 5$

– 0.8% si l'élanement $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0.8% et 0.3%

Tableau V 11: Espacement des cadres des poteaux.

Section (cm ²)	Ferrailage longitudinal	ϕ_l	St (cm)	
			Z.N	Z.C
60X60	4HA25+8HA16	25&16	10	15
55X55	4HA20+8HA16	20&16	10	15
50X50	8HA20	20	10	15

Tableau V 12 Choix d'armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Zone	St (cm)	Tu (KN)	λ_g	At^{cal}	At^{Min}	choix	At adopte
60X60	ZN	10	167.14	5.1	0.7	4.8	6T8	3.02
	ZC	15			1.05	7.2	4T8	2.01
55X55	ZN	10	115.90	5.5	0.86	4.4	6T8	3.02
	ZC	15			1.30	6.6	4T8	2.01
50X50	ZN	10	3.7	6.2	0.35	4	6T8	3.02
	ZC	15			0.43	6	4T8	2.01

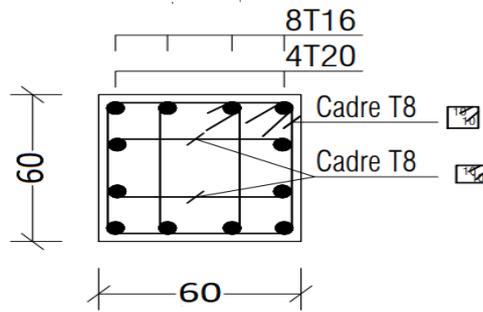


Figure.V. 1: schéma de ferrailage Poteau S-sol et RDC et 1er et 2eme étage : (60×60).

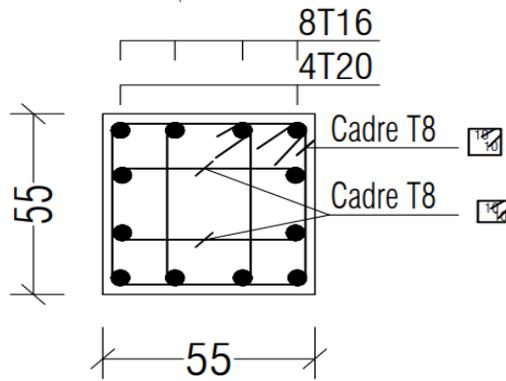


Figure.V. 2:: schéma de ferrailage Poteau 3eme étage&4eme &5eme étage : (55X55).

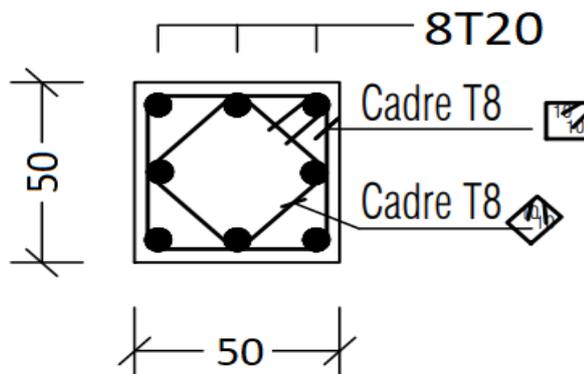


Figure.V. 3schéma de ferrailage Poteau 6eme étage&7eme &8eme étage : (50X50).

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.2 Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[3] :
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3.3 Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [2] :

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

$$\triangleright 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{ au niveau de la zone courante.}$$

$$\triangleright 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{ au niveau de la zone de recouvrement.}$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 St. L.$

L : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\phi \right]$ (Zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

h : hauteur de la poutre.

ϕ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18.45 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

V.3.4 Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETAPS.

On dispose deux type de poutre

- Poutre porteuse 30 x 45 (cm)
- Poutre non porteuse 30 x 40 (cm)

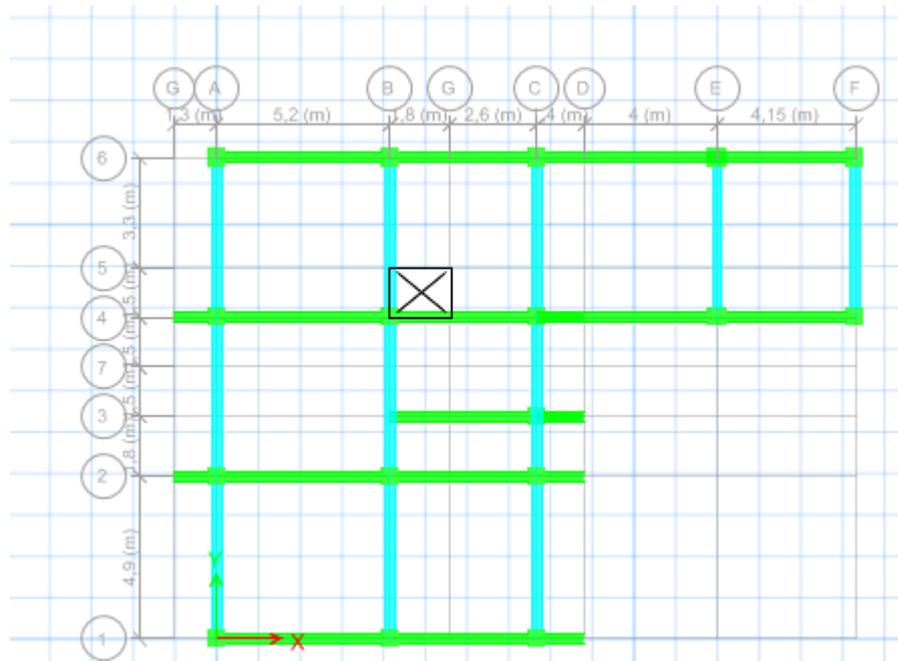
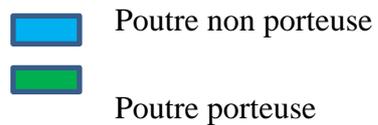


Figure.V. 4 :: Disposition des poutres.



Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Avec :

- A_s : représente les armatures de la fibre tendue
- A'_s : représente les armatures de la fibre comprimé

V.3.5 Poutre porteuse (30x 45) :

V.3.5.1 Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V 13:Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} cm ²
RDC	30x 45	Travée	56.96	3,42	0	6.75
		Appui	-79.05	0	4,84	6.75
1 ^{er}	30x 45	Travée	56,79	3,41	0	6.75
		Appui	-83,15	0	5,12	6.75
2 ^{ème}	30x 45	Travée	56,83	3,41	0	6.75
		Appui	-87,58	0	5,41	6.75
3 ^{ème}	30x 45	Travée	57,02	3,42	0	6.75
		Appui	-94,46	0	5,88	6.75
4 ^{ème}	30x 45	Travée	56,88	3.41	0	6.75
		Appui	-98,26	0	6,14	6.75
5 ^{ème}	30x 45	Travée	56,85	3,41	0	6.75
		Appui	-100,83	0	6,31	6.75
6 ^{ème}	30x 45	Travée	57.53	3,45	0	6.75
		Appui	-106,47	0	6,7	6.75
7 ^{ème}	30x 45	Travée	55.73	3,34	0	6.75
		Appui	-106,12	0	6,68	6.75
8 ^{ème}	30x 45	Travée	71.65	4,36	0	6.75
		Appui	-121,89	0	7,8	6.75

V.3.5.2 Situation accidentelle G+Q±E

Tableau V 14: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 45	Travée	32,81	1,68	0	6,75
		Appui	-94,63	0	5,01	6,75
1 ^{er}	30x 45	Travée	32,19	1,65	0	6,75
		Appui	-117,89	0	6,35	6,75
2 ^{ème}	30x 45	Travée	32,93	1,78	0	6,75
		Appui	-134,72	0	7,36	6,75
3 ^{ème}	30x 45	Travée	32,74	1,75	0	6,75
		Appui	-150,31	0	8,31	6,75
4 ^{ème}	30x 45	Travée	32,65	1,75	0	6,75
		Appui	-158,31	0	8,81	6,75
5 ^{ème}	30x 45	Travée	35,45	1,8	0	6,75
		Appui	-161,35	0	9	6,75.
6 ^{ème}	30x 45	Travée	40,95	2,07	0	6,75
		Appui	-165,17	0	9,24	6,75
7 ^{ème}	30x 45	Travée	40,79	2,07	0	6,75
		Appui	-168,10	0	9,43	6,75
8 ^{ème}	30x 45	Travée	23,50	1,18	0	6,75
		Appui	-154,13	0	8,55	6,75

V.3.5.3 Situation accidentelle 0.8G+E :

Tableau V 15: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 45	Travée	22.73	1.13	0	6.75
		Appui	-80,22	0	4.25	6.75
1 ^{er}	30x 45	Travée	23.65	1.13	0	6.75
		Appui	-103,22	0	5,55	6.75
2 ^{ème}	30x 45	Travée	22.89	1,15	0	6.75
		Appui	-119,58	0	6,48	6.75
3 ^{ème}	30x 45	Travée	29.85	1.62	0	6.75
		Appui	-134,16	0	7,33	6.75
4 ^{ème}	30x 45	Travée	33.89	1.72	0	6.75
		Appui	-141,88	0	7.8	6.75
5 ^{ème}	30x 45	Travée	39.13	2.1	0	6.75
		Appui	-144,64	0	7,98	6.75
6 ^{ème}	30x 45	Travée	39.90	2.12	0	6.75
		Appui	-147,69	0	8,15	6.75
7 ^{ème}	30x 45	Travée	42.92	2,2	0	6.75
		Appui	-150,71	0	8,35	6.7
8 ^{ème}	30x 45	Travée	31.5	1,59	0	6.75
		Appui	-139,41	0	7,64	6.75

V.3.6 Choix des armatures :

I.1.1.2 Poutre porteuse (30x 45) :

Tableau V 16: Choix des armatures pour les poutres porteuses (30x 45)

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _S ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix armatures	A _S ^{adpt} (cm ²)	
RDC	30x 45	Travée	54	81	6.75	3,42	Travée 4T12+2T14	Travée 7.6	
		Appui				5.01			
1 ^{er}	30x 45	Travée	54	81	6.75	3,41			
		Appui				6.35			
2 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6.75	3,41			
		Appui				7.36			
3 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6.75	3,42			
		Appui				8.31			
4 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6.75	3,41			
		Appui				8.81			
5 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6.75	3,41		Appui 3T16+3T14	Appui 10.64
		Appui				9			
6 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6.75	3,45			
		Appui				9.24			
7 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6.75	3,34			
		Appui				9.43			
8 ^{ème}	30x 45	Travée	54	81	6.75	4,36			
		Appui				8.55			

V.3.7 Poutre non porteuse (30x 40) :

V.3.7.1 Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V 17:Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 40	Travée	34.5	2,34	0	6
		Appui	-40,42	0	2.76	6
1 ^{er}	30x 40	Travée	34.2	2.30	0	6
		Appui	-43,51	0	2.99	6
2 ^{ème}	30x 40	Travée	28.5	2.01	0	6
		Appui	-46,26	0	3.18	6
3 ^{ème}	30x 40	Travée	28.9	2.1	0	6
		Appui	-51,82	0	3.7	6
4 ^{ème}	30x 40	Travée	29.32	1.92	0	6
		Appui	-55,33	0	3.89	6
5 ^{ème}	30x 40	Travée	29.55	2.02	0	6
		Appui	-57,77	0	4.05	6
6 ^{ème}	30x 40	Travée	29.65	2	0	6
		Appui	-61,42	0	4.35	6
7 ^{ème}	30x 40	Travée	29.77	2.06	0	6
		Appui	-63,61	0	4.5	6
8 ^{ème}	30x 40	Travée	16.40	1.56	0	6
		Appui	-35,29	0	2.50	6

V.3.7.2 Situation accidentelle $G \pm 0.8E$:

Tableau V 18:Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 40	Travée	9.11	0.69	0	6
		Appui	-73,36	0	4.44	6
1 ^{er}	30x 40	Travée	8.06	0.45	0	6
		Appui	-95,13	0	5,95	6
2 ^{ème}	30x 40	Travée	8.10	0.46	0	6
		Appui	-109,08	0	6.91	6
3 ^{ème}	30x 40	Travée	8.20	0.48	0	6
		Appui	-119,76	0	7.62	6
4 ^{ème}	30x 40	Travée	8.12	0.46	0	6
		Appui	-124,42	0	7.98	6
5 ^{ème}	30x 40	Travée	7.12	0.40	0	6
		Appui	-124,16	0	7.96	6
6 ^{ème}	30x 40	Travée	7.89	0.45	0	6
		Appui	-123,03	0	7.92	6
7 ^{ème}	30x 40	Travée	6.15	0.35	0	6
		Appui	-122,36	0	7.88	6
8 ^{ème}	30x 40	Travée	4.15	0.29	0	6
		Appui	-97,59	0	6.08	6

V.3.7.3 Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V 19:Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30x 40	Travée	15	0.9	0	6
		Appui	-81,90	0	5.01	6
1 ^{er}	30x 40	Travée	13.50	0.85	0	6
		Appui	-104,72	0	6.56	6
2 ^{ème}	30x 40	Travée	12.50	0.80	0	6
		Appui	-119,57	0	7.56	6
3 ^{ème}	30x 40	Travée	12.5	0.8	0	6
		Appui	-131,55	0	8.50	6
4 ^{ème}	30x 40	Travée	12.40	0.79	0	6
		Appui	-137,05	0	8.86	6
5 ^{ème}	30x 40	Travée	13.20	0.82	0	6
		Appui	-137,39	0	8.88	6
6 ^{ème}	30x 40	Travée	14.45	0.92	0	6
		Appui	-137,09	0	8.86	6
7 ^{ème}	30x 40	Travée	14.21	0.91	0	6
		Appui	-136,92	0	8.83	6
8 ^{ème}	30x 40	Travée	3.4	0.2	0	6
		Appui	-105,32	0	6.58	6

V.3.8 Choix des armatures :

V.3.8.1 Poutre non porteuse (30x 40) :

Tableau V 20:: Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30x 40)

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _S ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix armatures	A _S ^{adopté} (cm ²)
RDC	30x 40	Travée	48	72	6	2.34	Travée 2T14+4T12 Appui 4T14+2T16	Travée 7.6 Appui 10.17
		Appui				5.01		
1 ^{er}	30x 40	Travée	48	72	6	2.30		
		Appui				6.56		
2 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	2.01		
		Appui				7.56		
3 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	2.1		
		Appui				8.5		
4 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	1.92		
		Appui				8.86		
5 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	2.02		
		Appui				8.88		
6 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	2		
		Appui				8.86		
7 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	2.06		
		Appui				8.83		
8 ^{ème}	30x 40	Travée	48	72	6	1.92		
		Appui				6.53		

V.3.9 Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivante

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

Avec : $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_e=500\text{MPa}$

Tableau V 21:Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min (cm ²)	Vérification
Poutre Porteuse 30x40	7.60	1.17	Vérifiée
Poutre Secondaire 30x40	7.60	1,04	Vérifiée

V.3.10 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

Béton

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

Acier

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

V.3.10.1 Poutres porteuses (30x 45)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V 22:: Vérification des poutres porteuse à l'ELS

Poutre	M _{ser}	A _s	Y	I	σ _{bc}	σ _{-bc}	Véri	Σs	σ _s	Virf
p 1	kNm	cm ²	cm	cm ⁴	MPa	MPa		MPa	MPa	
Travée	54.30	7.60	17.98	127439.689	6.08	15	ok	194.6	250	Oui
Appuis	88.68	10.1	18.26	149987.446	8.19	15	ok	228	250	Oui

V.3.10.2 Poutres non porteuses 30x 40

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V 23:Vérification des poutres non porteuses type 1 à l'ELS

Poutre p	M_{ser} kNm	A_s cm²	Y cm	I cm⁴	σ_{bc} MPa	σ_{-bc} MPa	Véri	Σs MPa	σ_s MPa	Virf
Travée	21.70	7.60	16.91	89933.45	3.01	15	ok	89.3	250	Oui
Appuis	46.6	10.17	16,96	103970. 044	5.87	15	ok	145.1	250	Oui

V.3.11 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**V.3.11.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

(Fissuration préjudiciable).

Tableau V 24: Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
RDC-8 ^{ème}	Poutre pp 30x45	146.11	1,20	2.5	Ok
RDC-8 ^{ème}	Poutre ps 30x40	124.06	1,14	2.5	Ok

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f_e=500 MPa).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V 25:: Calcul des armatures transversales

Niv	Secti cm ²	T _u kN	τ _u MP a	BAE L 91 S _t cm	Ø _l mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _t min cm ²	A _t ^{BAE} L cm ²	Choix
						S _t cm ZN	S _t cm ZC	ZN cm	ZC cm			
RDC -8 ^{ème}	PP 30x45	146. 11	1,20	36.5	16 et 14et 12	10	22. 5	10	22. 5	2	1,36	5T8
RDC -8 ^{ème}	PS 30x40	124. 06	1,14	35	16 et 14et 12	10	20	10	20	1,8	1.10	5T8

V.3.12 Recouvrement des armatures longitudinale :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm

b. Arrêt de barres [1] :

c. Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

d. Armatures supérieures :

$$e. \quad h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée int ermédiaire} \end{cases}$$

f. Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

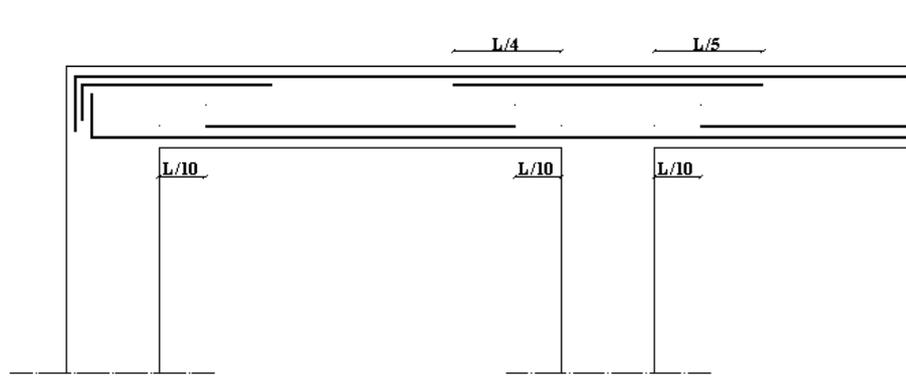


Figure.V. 5: Arrêt de barres

V.3.13 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i$

Tel que :

- Poutre porteuse (30x45) : $f_{adm} = \frac{5.4}{500} = 1.08\text{cm}$
- Poutre non porteuse (30x40) : $f_{adm} = \frac{4.9}{500} = 0.98\text{cm}$

f_v : La flèche due aux charges instantanées.

f_i : La flèche due aux charges de longue durée.

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

❖ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

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

E_i=34179,56MPa ; E_v=11496,76MPa

Tableau V 26:: Calcul de la flèche

Cas	M _{ser} KNm	A _s cm ²	δ	σ _s MPa	λ _i	λ _v	μ	I ₀ cm ⁴	I _{fi} cm ⁴	I _{fv} cm ⁴
Poutre porteuse	54.30	7.60	0.006	176.40	3.5	1.4	0.419	301684.5	134544.07	190145.27
Poutre secondai	21.70	7.60	0.007	79.30	3	1.2	0.149	218368	166001.93	185246.01

Donc :

V.3.13.1 Poutre porteuse

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,344cm \\ f_v = 0,724cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,38cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5.4}{500} = 1,08cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,38cm (\bar{f} = 1,08cm \dots \dots \dots \text{vérifiée})$$

V.3.13.2 Poutre non porteuse :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,091\text{cm} \\ f_v = 0,244\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,154\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,9}{500} = 0,98\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,154\text{cm} < \bar{f} = 0,98\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Les résultats de Calcul de la flèche

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau V 27:: Récapitulatif de la vérification des flèche

Cas	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	Observation
Poutre porteuse	0,344	0,724	0,38	Vérifiée
Poutre non porteuse	0,09	0,244	0,154	Vérifiée

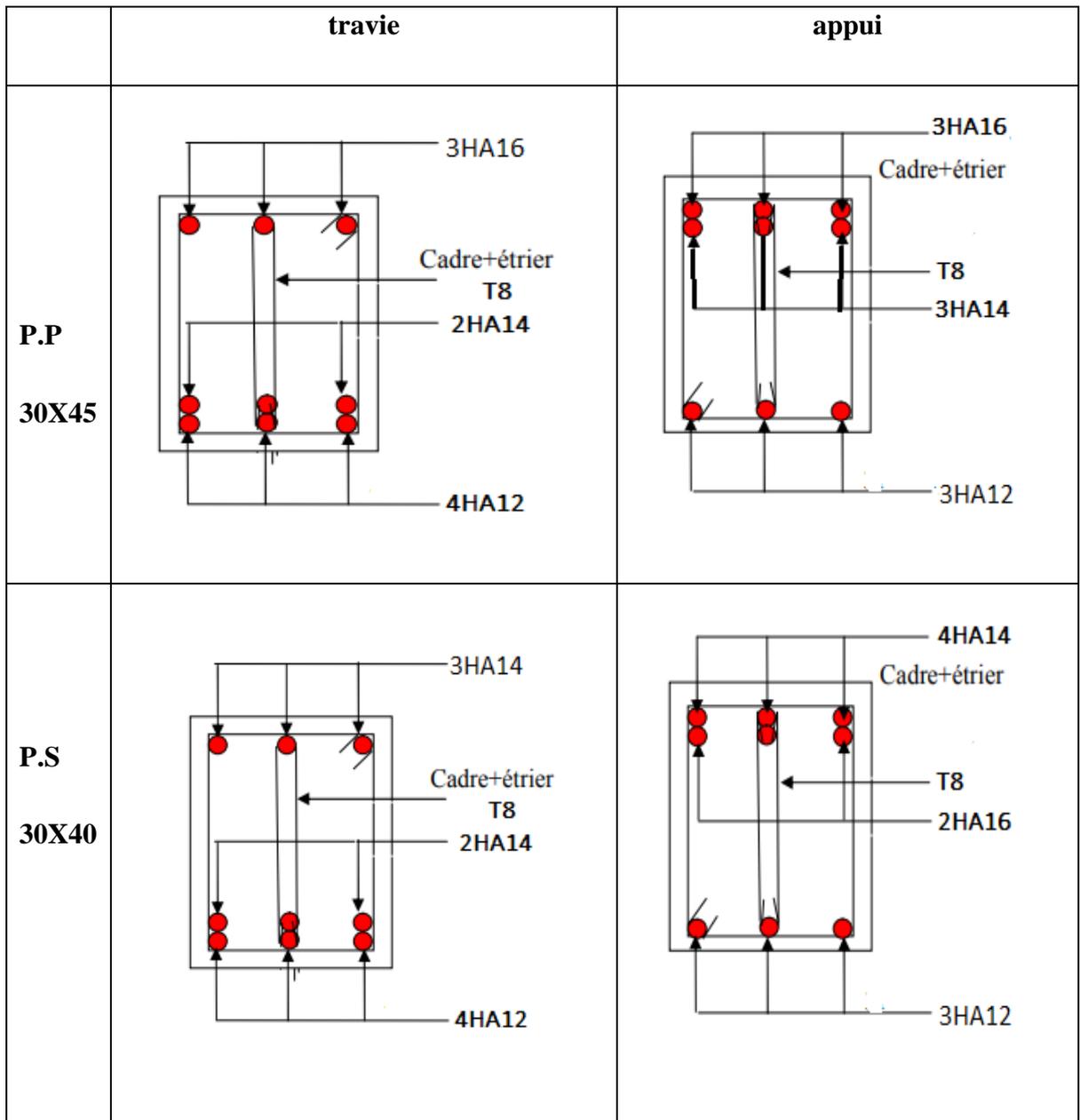


Figure.V. 6:Ferrailage des Poutres

V.4 Ferrailage des voiles

V.4.1 introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant, les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

V.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales ::

Du point de vue de la stabilité sous charge horizontales (séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par des voiles

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales

V.4.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto-stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.4 Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les Engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les

combinaisons Comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques

V.4.5 Combinaison [1] :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) les combinaisons a considéré dans notre cas sont les suivantes :

- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $0.8G + E$
- $0.8G - E$

V.4.6 Prescriptions imposées par RPA99/2003 [1] :

V.4.6.1 Aciers Verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le [2] décrit ci-dessous :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.6.2 Aciers Horizontaux :

- ✓ Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- ✓ La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être.

V.4.6.3 Aciers transversaux :

Seuls les aciers verticaux (de diamètre Φ_l) pris en compte dans le calcul de Nu_{lim} sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre Φ_t)

Tableau V 28:Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre Φ_t
$\Phi_t \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	8mm
$12\text{mm} \leq \Phi_t \leq 20\text{mm}$	Reprendre toute les barres verticales espacement $\leq 15 \Phi_l$	8mm
$20\text{mm} < \Phi_t$		8mm

V.4.7 Règles générales :

Les armatures doivent respecter les dispositions suivantes :

1) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$St \leq 1.5 \times e \rightarrow St \leq 1.5 \times 20 \rightarrow St \leq 30\text{cm avec } : e : \text{épaisseur du voile.}$$

2) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

3) Les diamètres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

4) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles

V.4.8 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1.15} = 18,47 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le [2] est : $A_{\min} = 0,20.a.L$

2^{eme} cas : Si : $((\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction

$A_v = f_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le [2].

✓ Si : $A_v < A_{\min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec la section minimale.

✓ Si : $A_v > A_{\min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec A_v

3^{eme} cas: Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent, \rightarrow la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue., d'où la section des armatures vertical. .

V.4.9 Ferrailage

V.4.9.1 Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min [he/2 ; (2/3).L'] \text{ Article 7.7.4 [2].}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes par des efforts (N , M).

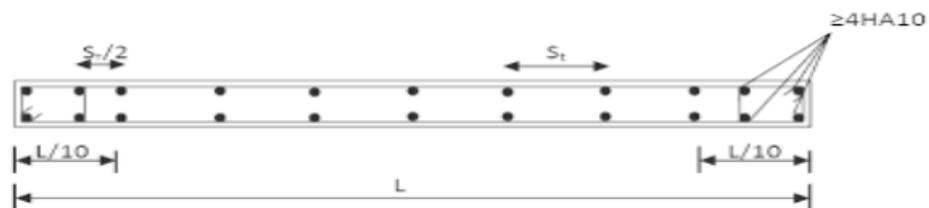


Figure.V. 7: Disposition des armatures verticales dans le voile [1]

V.4.9.2 Ferrailages horizontaux :

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%.

e : épaisseur du voile. $d = 0.9h$ avec

h : hauteur d'étage brute ($h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$)

Pour le ferrailage on a divisé la structure en quatre zones :

- Zone 1 : S.Sol -RDC-1^{ère}
- Zone 2 : 2^{ème}-3^{ème} étage.
- Zone 3 : 4^{ème} -5^{ème} étage.
- Zone 4 : 6^{ème} -7^{ème}-8^{ème} étage.

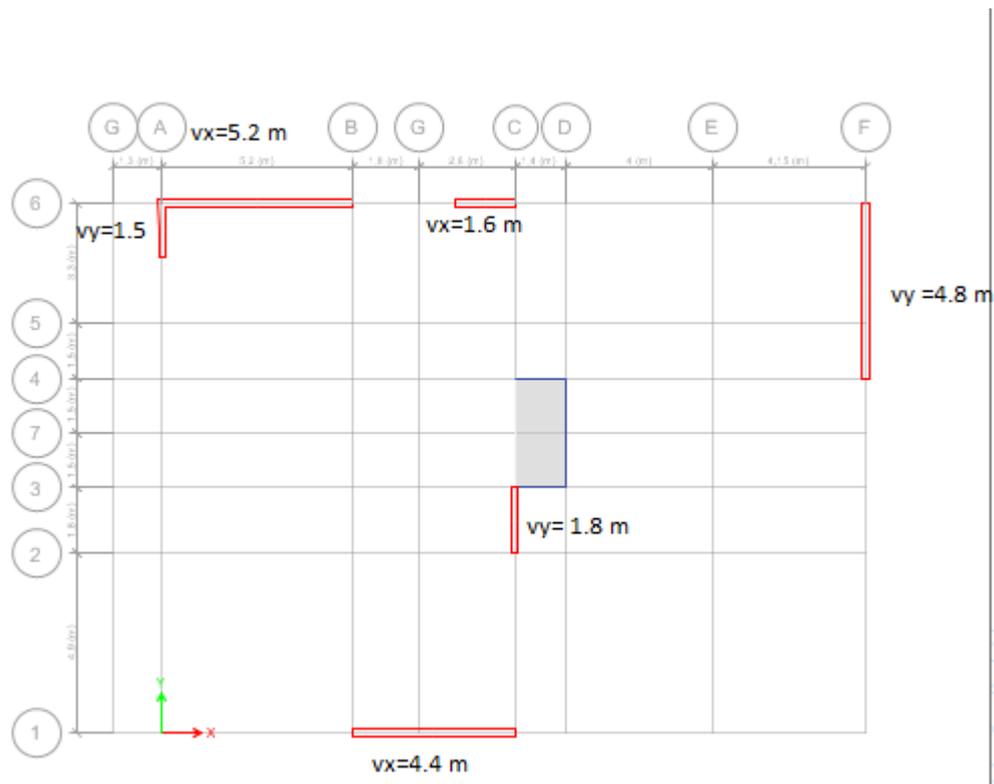


Figure.V. 8:Disposition des voiles dans la structure.

V.4.10 . Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 (L=5.20m) en zone I :

-Détermination des sollicitations sous la combinaison G + Q+ E

$$M= 1600.45\text{kN} \cdot \text{m} \quad I= \frac{0.20 \times 5.20^3}{12} = 2.34 \text{ m}^4$$

$$N= -274.42\text{kN} \text{ (traction)}$$

$$S = 1.04\text{m}^2$$

$$V = \frac{h}{2} = 2.6 \text{ m.}$$

Tableau V 29:Les sollicitations du voile VX5.2

Voile	Zone	N ^{max} ; M ^{corresp}		N ^{min} ; M ^{corresp}		M ^{max} ; N ^{corresp}	
		N	M	N	M	N	M
Vx 5.2	3	-774,40	-1098,7	-183,93	893,81	-274,42	1600,45

On choisit la combinaison la plus défavorables à partir du tableau au-dessus :

V.4.11 Armatures verticales :

$$\sigma_c = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I} \rightarrow \sigma_c = -2039,51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} \Rightarrow \sigma_t = 1511,78 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de LT et LC :

$$L_t = \frac{L}{\left(1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}\right)} = \frac{5.20}{1 + \frac{2039.51}{1511.78}} = 2.98 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 5.20 - 2.21 = 2.22 \text{ m}$$

Calcul de la force de traction :

$$F_t = \frac{\sigma_t \times L_t \times e}{2} = \frac{1511.78 \times 2.98 \times 0.2}{2} = 609,07 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature vertical :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} = \frac{609.07 \times 10^3}{500} = 12.18 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales de RPA 99 :

✓ Armatures minimales exigées par le [2]:

$$A_s \text{ RPA} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

Lt : longueur de la section tendue

$$ARPA=0,002 \times 0,20 \times 2,98 = 11,94 \text{ cm}^2$$

✓ Le pourcentage minimal D'après le [2]: (Art 7.7.4.3):

$$A_{min}=0,15\% \times b \times L = 0,15\% \times 0,20 \times 2,98 = 8,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } AS = \max (As, A_{min}, ARPA) = \max (12,18 ; 11,94 ; 8,94) = 12,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix : } 25T8 = 25,12 \text{ cm}^2$$

- En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

- En zone d'about : $St = 10 \text{ cm}$.

Les tableaux suivants représentent les résultats de ferrailage vertical de tous les voiles

- Remarque :

«_Les calculs ont été fait à l'aide du logiciel Excel.

V.4.11.1 Voiles 1x 5.2m :

- ❖ Espacement :

- En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $St = 20 \text{ cm}$

- En zone d'about : $St = 10 \text{ cm}$.

Tableau V 30: Le ferrailage des voiles 1x 5.2.

Voile	Ee	L	Lt	M	N	As	As ^{RPA}	As ^{min}	As ^{adpt}	Choix
-------	----	---	----	---	---	----	-------------------	-------------------	--------------------	-------

	(m)	m	(m)	(kN.m)	(kN)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	des armature
Z1	0,20	5.2	2.80	8664,8	-784,56	58.14	11.21	8.43	64.62	2(10T14 + 15T12)
Z2	0,20	5.2	2.87	4398,4	-540,60	31.06	11.50	8.63	39.25	2(25T10)
Z3	0,20	5.2	2.98	1600.4	-274.45	12,18	11.94	8.94	25.12	2(25T8)
Z4	0,20	5.2	3.17	647,13	-165,43	5,57	12.70	9.52	25.12	2(25T8)

V.4.11.2 Voiles 2x 4.4m :

❖ Espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$. → Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

- zone d'about : $Sta = 10 \text{ cm}$.

Tableau V 31:: Le ferrailage des voiles 2.

Voile	Fe	L	Lt	M	N	As	As ^{RPA}	As ^{min}	As ^{adpt}	Choix des armatur
	(m)	m	(m)	(kN.m)	(kN)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Z1	0,20	4,4	1.99	11360.9	-1455,9	92.1	9.62	7.22	92.27	2(30T14)
Z2	0,20	4,4	1.91	4676,99	-1098,7	53.46	7.46	4,27	56.52	2(25T12)
Z3	0,20	4,4	1,76	2540,95	-686,03	24.86	10.50	9.70	31.40	2(20T10)
Z4	0,20	4,4	1,66	818,49	-234,25	8.16	10.64	8.97	31.40	2(20T10)

V.4.11.3 Voiles 3-x 1.6m :

❖ Espacement :

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$.
- $St = 15 \text{ cm}$.

En zone d'about : $Sta = 10 \text{ cm}$

Tableau V 32:: Le ferrailage des voiles 3

Voile	e	L	Lt	M	N	As	As ^{RPA}	As ^{min}	As ^{adpt}	Choix des armature
	(m)	(m)	(m)	(KN.m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Z1	0,20	1.60	0.78	7.97	-1547,88	8.04	3.2	2.44	10.04	2 (10T8)
Z2	0,20	1.60	0.75	14.91	-1073,70	5.90	3.16	2.52	10.04	2 (10T8)
Z3	0,20	1.60	0.77	5.98	-634,45	3.4	3.31	2.18	10.04	2 (10T8)
Z4	0,20	1.60	0.75	4.24	-283,67	1.60	3.37	2.53	10.04	2 (10T8)

V.4.11.4 Voiles 4 ascenseur :

❖ Espacement :

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)$.
- $St = 15\text{cm}$.
- En zone d'about : $Sta=10\text{cm}$.

Tableau V 33:: Le ferrailage des voiles 4

Voile	e	L	Lt	M	N	As	As ^{RPA}	As ^{min}	As ^{adpt}	Choix des armature
	(m)	(m)	(m)	kN.m	(kN)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Z1	0,20	1.5	1.5	-70,29	-1475,6	4.83	2.42	1.82	10.04	2 (10T8)
Z2	0,20	1.5	1.5	-26,76	-1018,6	4.07	2.68	2.01	10.04	2(10T8)
Z3	0,20	1.5	1.5	-38,7	-641,77	1.84	2.27	1.7	10.04	2 (10T 8)
Z4	0,20	1.5	1.5	169.14	-167,40	0.84	1.5	1.12	10.04	2 (10 T 8)

V.4.11.5 Voiles 5 ascenceure :

❖ Espacement :

- Zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30\text{ cm}$. $St = 15\text{cm}$.
- En zone d'about : $Sta=10\text{cm}$.

Tableau V 34:: Le ferrailage des voiles 5.

Voile	e	L	Lt	M	N	As	As ^{RPA}	As ^{min}	As ^{adpt}	Choix des armature
	(m)	(m)	(m)	(KN.m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Z1	0,20	1.8	1.8	-100	-2692,1	10.33	3.15	2.36	15.7	2 (10T10)
Z2	0,20	1.8	1.8	-72	-1423,0	4.91	3	2.24	10.04	2 (10T8)
Z3	0,20	1.8	1.8	-97	-736,31	1.15	2.22	1.51	10.06	2 (10T8)
Z4	0,20	1.8	1.8	-100.7	-468,36	0.28	1.1	0.75	10.06	2 (10T8)

V.4.11.6 Voiles 6 y4.8 :

❖ Espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm. Soit : $St = 20$ cm.

- zone d'about : $Sta = 10$ cm

Tableau V 35:: Le ferrailage des voiles 6

Voile	e	L	Lt	M	N	As	As ^{RPA}	As ^{min}	As ^{adpt}	Choix des armature
	(m)	(m)	(m)	(KN.m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Z1	0,20	4.8	2.17	-8009,2	-701,89	41.28	8.71	6.53	54.26	2 (24T12)
Z2	0,20	4.8	2.12	-4832,3	-1401.93	23.60	8.48	6.36	30.9	2 (12T 10+12T8)
Z3	0,20	4.8	2.08	-2231,4	-364,83	10.53	8.34	6.25	24.12	2 (24T 8)
Z4 TH1	0,20	1.5	0.68	40.38	-25.60	1.06	3.40	2.40	10.05	2 (10T 8)
Z4 TH2	0.20	1.5	0.62	-3.75	-72,85	0.25	2.5	1.87	10.05	2(10T8)

V.4.11.7 Voiles 7 y1.8 :

❖ Espacement :

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 15$ cm.

- zone d'about : $Sta = 10$ cm.

Tableau V 36:: Le ferrailage des voiles 7

Voile	e	L	Lt	M	N	As	As ^{RPA}	As ^{min}	As ^{adpt}	Choix des armature
	(m)	(m)	(m)	(KN.m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Z1	0,20	1.8	0.75	1809,76	958,67	21.41	3	2.27	22.60	2 (10T12)
Z2	0,20	1.8	0.67	615,98	504,84	5.82	2.70	2.03	15.7	2 (10T 10)
Z3	0,20	1.8	0.83	231,91	55.78	3.32	3.34	2.50	10.05	2 (10T 8)
Z4	0,20	1.8	1.07	282,23	-182,04	6.7	4.2	3.2	10.05	2 (10T 8)

V.4.11.8 Voiles 8 y1.5 :

❖ Espacement :

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 15$ cm.

- zone d'about : $Sta = 10$ cm

Tableau V 37: Le ferrailage des voiles 8

Voile	e	L	Lt	M	N	As	As ^{RPA}	As ^{min}	As ^{adpt}	Choix des armature
	(m)	(m)	(m)	(KN.m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Z1	0,20	1.5	0.11	-471,55	-2236,55	0.31	0.47	0.35	10.05	2 (10T8)
Z2	0,20	1.5	0.54	191,98	207.25	2.04	2.18	1.64	10.05	2 (10T 8)
V3	0,20	1.5	0.66	208,55	92.09	3.3	2.66	2.00	10.05	2 (10T 8)
V4	0,20	1.5	0.61	185,23	131.89	2.5	2.46	1.84	10.05	2 (10T 8)

Tableau V 38:: Choix d'armature des voiles du sens X-X.

Voile	Zone	$A_v (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_s (cm^2)$
V1x	1	58.14	8.43	2(10T14+15T12)	64.62
	2	31.06	8.63	2(25T10)	39.25
	3	12.18	8.94	2(25T8)	25.12
	4	5.57	9.52	2(25T8)	25.12
V2x	1	92.1	7.22	2(30T14)	92.27
	2	53.46	4.27	2(25T12)	56.52
	3	24.86	9.70	2(20T10)	31.40
	4	8.16	8.97	2(20T10)	31.40
V3x	1	8.04	2.44	2(10T8)	10.04
	2	5.0	2.52	2(10T8)	10.04
	3	3.4	2.18	2(10T8)	10.04
	4	1.60	2.53	2(10T8)	10.04

Tableau V 39:: Choix d'armature des voiles du sens acc

voile	Zone	$A_v (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_s (cm^2)$
V1 y	Z1	41.28	6.53	2(24T12)	54.26
	2	23.60	6.36	2(12T10+12T8)	30.9
	3	10.53	6.25	2(24T8)	24.12
	4	0.98	5.20	2(24T8)	24.12
V2y	1	21.41	2.27	2(10T12)	22.60
	2	5.82	2.03	2(10T10)	15.7
	3	3.32	2.50	2(10T8)	10.05
	4	6.7	3.2	2(10T8)	10.05

Tableau V 40:: Choix d'armature des voiles du sens y-y

voile	Zone	A_v (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
V6 y	Z1	41.28	6.53	2(24T12)	54.26
	2	23.60	6.36	2(12T10+12T8)	30.9
	3	10.53	6.25	2(24T8)	24.12
	TH1	1.60	3.6	2(10T8)	10.05
	TH2	1.06	2.5	2(10T8)	10.05
V7y	1	21.41	2.27	2(10T12)	22.60
	2	5.82	2.03	2(10T10)	15.7
	3	3.32	2.50	2(10T8)	10.05
	4	6.7	3.2	2(10T8)	10.05
V8 ² y	1	0.31	0.35	2(10T8)	10.04
	2	2.04	1.64	2(10T8)	10.04
	3	3.3	2	2(10T8)	10.04
	4	2.5	1.84	2(10T8)	10.04

V.4.12 Ferrailage horizontal et Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort

Tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{max}/b_0d$

Avec :

V_{max} : l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est : $u \bar{\tau} = 0,2f_{c28}$. L'article 7.7.2 [2]

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq u \bar{\tau}$

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \leq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj} K)}{0,9 \cdot f_e} \quad \text{C. B. A93 Art A. 5.1.2.3 [3]}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k = 0$.

D'autre part le RPA 99 version 2003 [2] prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- ✓ 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- ✓ 0,10 % : dans les sections courantes.

V.4.12.1-Exemple d'application :

Voiles V1 :

$$V_{max} = 122.4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_{max}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 122.4 \times 10^3}{200 \times 2700} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} > 0.31 \text{ MPa} \quad \square \text{ vérifiée.}$$

- Pas de reprise de bétonnage $\square \alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} < \frac{\tau_u}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \min(1,5 a, 30 \text{ cm}) \text{ (Art 7.7.4.3 RPA99) [2].}$$

Soit :

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq (0.204 \times 0,2 \times 0,2) / (0,9 \times 500)$$

$$A_t \geq 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ min(RPA)} = 0,15\% \times b_0 \times L = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces)}$$

Choix des barres

$$A_t = 10 \text{ T10} = 7,85 \text{ cm}^2.$$

Tableau V 41 Résultat de vérification de cisaillement ferrailage horizontal des voile .

Voile	L (m)	d (m)	V_{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	S_t (cm)	Choix des barres
V 1	5.20	0.27	122.70	0.31	5	Vérifier	2,94	2.5	7,85	20	10 T10
V 2	4.4	0.27	116.08	0.29	5	Vérifier	2,99	2.5	7,85	20	10 T10
V 3	1.6	0.27	66.06	0.16	5	Vérifier	0.48	2.5	7,85	20	10 T10
V 4 acc	1.5	0.27	206.45	0.52	5	Vérifier	0.18	2.5	7,85	20	10 T10
V5acc	1.8	0.27	234.01	0.59	5	Vérifier	0.5	2.5	7.85	20	10 T10
V6	4.8	0.27	1031.94	2.62	5	Vérifier	2.3	2.5	7.85	20	10 T10
V6 th1	1.5	0.27	66.81	0.17	5	Vérifier	0.15	2.5	7.85	20	10 T10
V6 th2	1.5	0.27	47.67	0.12	5	Vérifier	0.13	2.5	7.85	20	10 T10
V7	1.8	0.27	199.56	0.50	5	Vérifier	0.44	2.5	7.85	20	10 T10
V8	1.6	0.27	327.08	0.83	5	Vérifier	0.7	2.5	7.85	20	10 T10

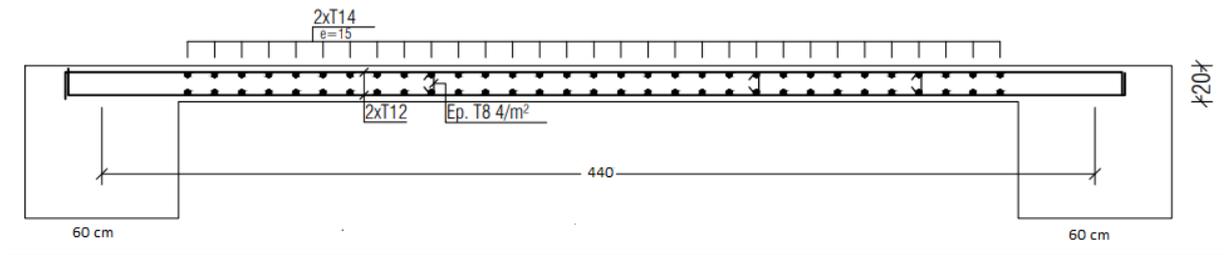


Figure.V. 9:Exemple de ferrailage de voile 2 Z1

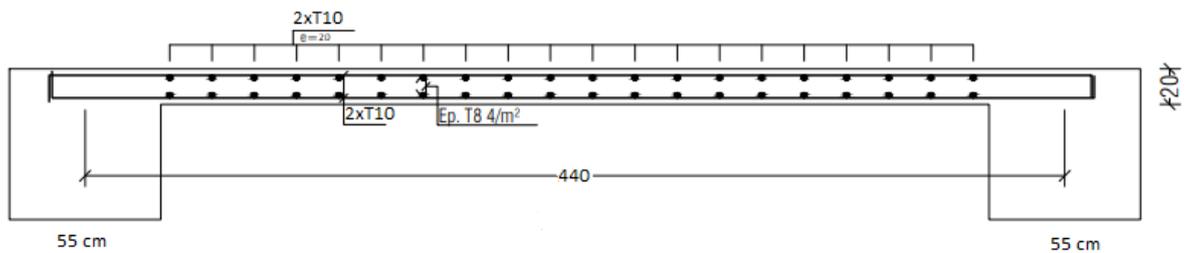


Figure.V. 10:Exemple de ferrailage de voile 2 Z3

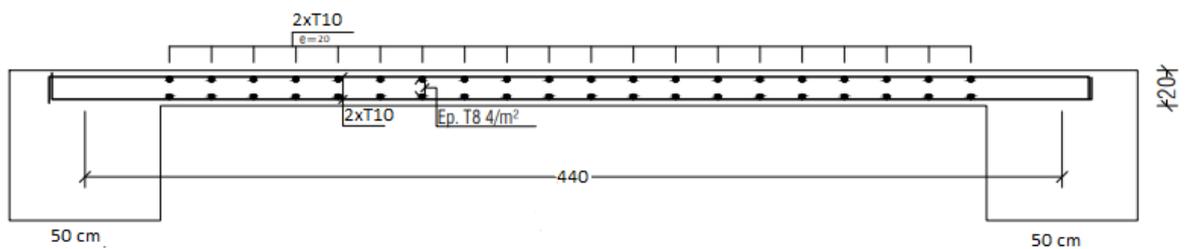


Figure.V. 11:Exemple de ferrailage de voile 2 Z4

V.4.13 . Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . les linteaux soit en diagonale par formation des bielles de traction/compression.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99/2003 [2]**.

Le RPA99 version 2003 limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à :

$$\zeta_b \leq \bar{\zeta}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

Avec :

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

. Premier Cas $\zeta_b \leq 0,06 \times f_{c28}$:

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante. Également appelés aciers de peau (A_c)

V.4.13.1 a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e} \quad \text{Avec : } Z = h - 2d'$$

Où: - h : Est la hauteur totale du linteau.

-d' : Est la distance d'enrobage.

- M : Moment dû à l'effort tranchant (cal $V = 4,1 Vu$)

V.4.13.2b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

a) Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{v}}$$

Où : -S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

- A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

- $Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{v} = 14v^{\text{cal}}$)

l : Représente la portée du linteau.

b) Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts $\lambda_g \leq 1$

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{V + A_t \times f_e} \quad \text{Avec : } V = \text{Min} (V1, V2)$$

$$V_2 = 2 \times v^{\text{cal}}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t \times f_e \times Z$

où : $Z = h - 2 d'$

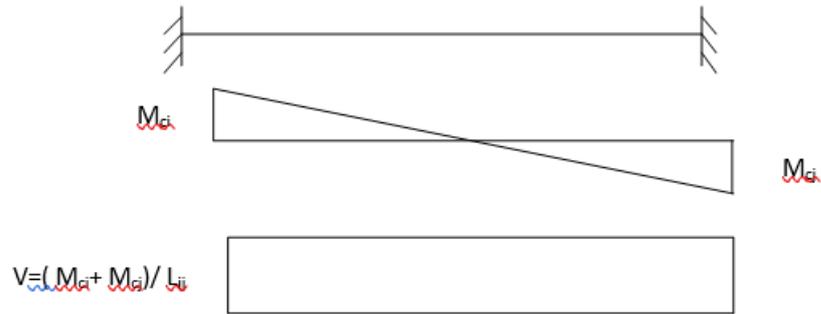


Figure.V. 12; les moments M_{ci} et M_{cj}

V.4.2 Deuxième Cas $\zeta_b > 0,06 \times f_{c28}$:

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M. V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2 \times F_e \times \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2 \times d}{l}$ (voir figure)

V.4.3 Ferrailage Minimal :

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a) Armatures Longitudinales A_l et A_l' :

$(A_l \cdot A_l') \geq 0,15\% \times b \times h$ (Avec A_l lit inférieur et A_l' lit supérieur)

b) Armatures Transversales A_t :

- si $\zeta_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 S \times b$

- si $\zeta_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 S \times b$
 $St \leq h/4$ (Espacement des cadres)

c) Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002 b \times h$ (en deux nappes)

d) Armatures Diagonales A_D :

- si $\zeta_b \leq 0,006 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
 - si $\zeta_b > 0,006 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,006 h \times b$

• Linteau de type :

$$h = 1.06\text{m} \quad b = 0,20 \quad d = 0,9 \times h = 0,954$$

$$l = 1.40\text{m} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

on lit sur etabs $V_{\text{cal}} = 66.8 \text{ kN}$

$$\bar{v} = 1.4 \times V_{\text{cal}} \quad \Rightarrow \quad \bar{v} = 9.52 \text{ kN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad \tau_b = \frac{93.52}{0,20 \times 0,954} = 4,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0,06 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} < \tau_b \quad \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur),

Transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$\text{➤ } A_l = A'_l \geq 0,0015(0,20)(1.06)10^4 = 3.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ Soit : } A_l = A'_l = 2\text{HA}16 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_c \geq (0,002)(0,20)(1.06)10^4 = 4.24 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_c = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$ (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

$\triangleright 0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} < \tau_b$ Donc :

$A_t \geq 0,0025 \times b \times S = (0,0025)(0,20)(0,265)10^4 = 1,32 \text{ cm}^2$ avec $S = h/4 = 26,5$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$S_t = 1,30/4 = 32,5$ d'où : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_D = \frac{\tau_b \times b \times h}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

Avec : $\tan \alpha = \frac{h - 2 \times d'}{l} = 1,862$ d'où $\alpha = 61,76^\circ$

$$A_D = \frac{4,85 \times 0,20 \times 1,06}{2 \times 500 \times \sin 61,76} = 11,67 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 4 \text{ HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 3,18 \text{ cm}^2$ c'est verifie
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq (h/4) + 50 \phi = (106/4) + 50(1,4) = 70,26$

$L_a = 75 \text{ cm}$

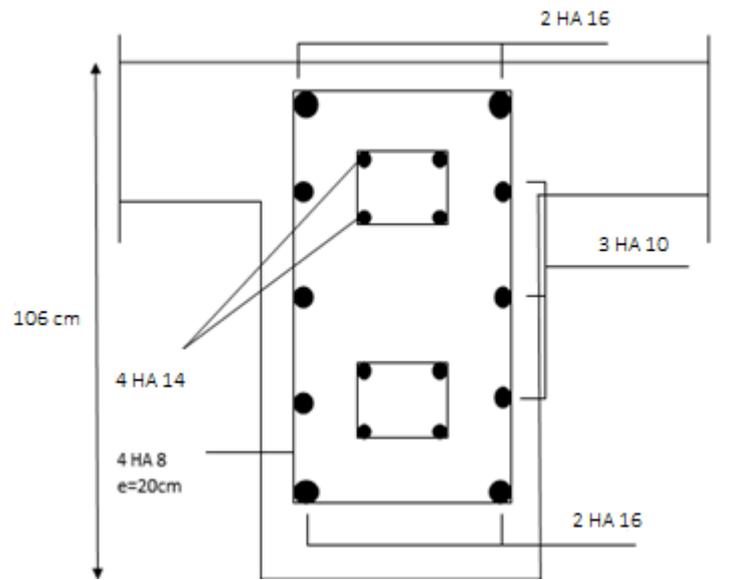


Figure.V. 13: Disposition des Armatures dans le Linteau

V.4.14 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés avec le logiciel ETABES 17.0.1 et le minimum du RPA.

Les poutres sont ferrillées avec les sollicitations obtenues par le ETABES .

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le ETABES V 17.0.1 Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure.
- ✓ Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise
- ✓ Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

VI.2 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

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient., la contrainte du sol est de **2 bars**. D'après le **RPA99/V2003 (Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes

- ✓ **1.35G + 1.5Q**
- ✓ **G + Q**
- ✓ **G + Q + E**
- ✓ **0.8G + E**

VI.3 Eudes des fondations

VI.3.1 Vérification de la semelle isolée

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a*a$) d'où les semelles sont carrées, soit :

– N : l'effort normal transmis par la semelle au sol

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$$N=2038.53 \text{ KN}$$

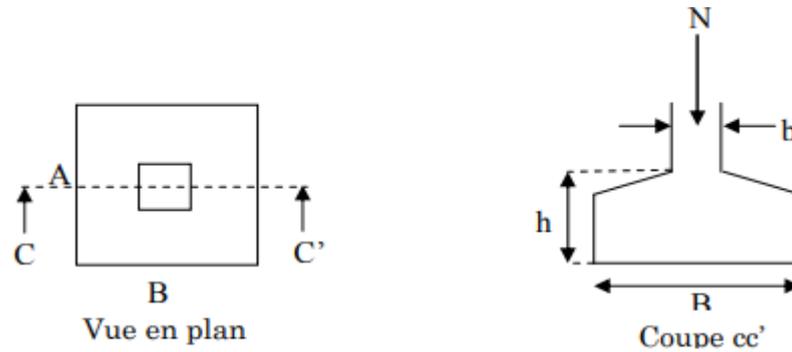


Figure.VI. 1: Schéma de la semelle isolée

$$\therefore \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

$$S \geq \frac{2036.54}{200} = 10.18 \text{ m}^2 \quad B \geq \sqrt{10.18} = 3.19 \text{ m}$$

Pour vérifier s'il y a une intersection entre deux semelles voisines, la condition suivante doit être vérifiée : $1.5 \times B \leq L_{min}$ [2]

Avec L_{min} représente la valeur minimale entre axe de deux poteaux ($L_{min} = 1.80\text{m}$) et $B = 3.20 \text{ m}$

$$1.5 \times 3.20 = 4.8 > 1.80 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(condition non vérifiée)}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

VI.3.2 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé avec linge des poteaux.

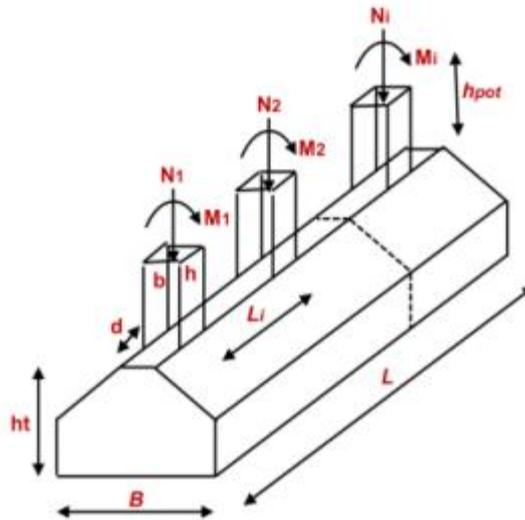


Figure.VI. 2: Semelles filantes sous poteaux.

On doit vérifier que : $\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$

Tel que :

N_{si} : Effort de chaque poteau a l'ELS.

$$S = B \times L$$

Avec :

- S : surface de chaque semelle.
- B : largeur de la semelle filante continue.
- L : longueur du fil considérée

Les résultats obtenus pour la structure sont résumés dans les tableaux qui suit :

Tableau.VI. 1: Section des semelles filantes continue sens y-y.

Files	Nser (KN)	L (m)	B (m)	B choix (m)	S (m ²)
A	6222.81	14.5	2.14	2.20	31.90
B	5193.7	14.5	1.81	1.90	27.55
C	6611.93	14.5	2.27	2.30	33.35
E	2469.67	14.5	0.85	1.00	14.5
F	1201.49	14.5	0.41	0.50	7.25

Tableau.VI. 2: Section des semelles filantes continue sens x-x.

Files	Nser (KN)	L (m)	B (m)	B choix (m)	S (m ²)
1	3327.44	19.15	0.86	1.00	19.15
2	5404.91	19.15	1.41	1.50	28.72
4	6792.22	19.15	1.77	1.80	34.47
6	4729.04	19.15	1.23	1.30	24.90

VI.3.2.1 Vérification :

- 1) Pour vérifier s'il y a une intersection entre deux semelles voisines, la condition suivante doit être vérifiée : $2 \times B \leq L_{min}$ Avec L_{min} représente la valeur minimale entre axe de deux poteaux [4].

Tableau.VI. 3: Vérification de l'intersection entre les semelles filante

Sens	B (m)	L_{min} (m)	2 x B	Condition
x-x	1.00	4.15	2.00	Vérifiée
	1.50		3.00	Vérifiée
	1.80		3.60	Vérifiée
	1.30		2.60	Vérifiée
y-y	2.20	1.80	4.40	Non Vérifiée
	1.90		3.80	Non Vérifiée
	2.30		4.60	Non Vérifiée
	1.00		2.00	Non Vérifiée
	0.50		1.00	Vérifiée

2) Il faut vérifier que $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} \leq 50\%$

Tableau.VI. 4: Vérification du rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles.

Sens	$S_{semelle}$ (cm ²)	S_{bat} (cm ²)	$\frac{S_{semelle}}{S_{bat}}$	Condition
x-x	107.24	277.67	38.62%	Vérifiée
y-y	114.55		41.25%	Vérifiée

Remarque :

on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas, alors on passe au radier général.

VI.4 Vérification du radier générale

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, il est choisi selon ces trois principales caractéristique

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.

- ✓ Les poteaux rapprochés (petite trame).

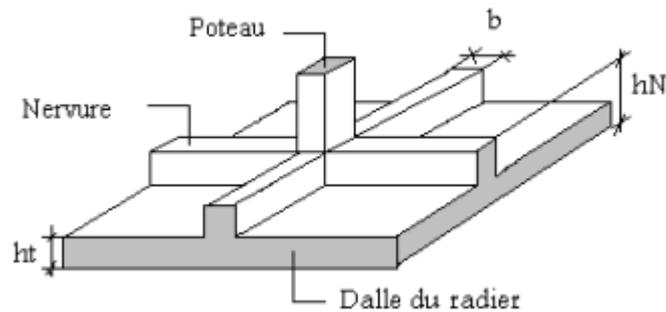


Figure.VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.4.1 Pré dimensionnement

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol, tirés à partir du fichier du logiciel ETABES

$$\text{Pour : } \left\{ \begin{array}{l} N = 41953.21 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{array} \right\}$$

On trouve : $S_{nec} \geq 209.76 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 277.67 \text{ m}^2$

$S_{nec} \geq 209.76 \text{ m}^2 < S_{bat} = 277.67 \text{ m}^2$

VI.4.2 Conclusion :

le choix de type de fondation pour notre construction est un radier général nervurée.

VI.5 Prédimensionnement du radier :

VI.5.1 La dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

VI.5.1.1 Condition forfaitaire [2] :

On doit vérifier que :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec : L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$h_1 = \frac{5.40}{20} = 27 \text{ cm}$$

VI.5.1.2 Condition de cisaillement [2] :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$N=N$ (superstructure).

$$N_u = 41953.21 \text{ KN} ; L = 5.40 \text{ m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N \cdot L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} b (0,9\bar{\tau})} = 24\text{cm}$$

$$\Rightarrow h \geq 24\text{cm}$$

VI.5.1.3 Conclusion

$$H \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 27 \text{ cm}$$

On prend: $h=40\text{cm}$.

VI.6 Les nervures :

VI.6.1 Largeur de la nervure [2]

$$B \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \text{ Donc on opte pour } b = 55\text{cm}$$

VI.6.2 La hauteur de la nervure :

1) Condition de la flèche [2] :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$h_n \leq \frac{L_{\text{max}}}{10} \leq \frac{540}{10} \leq 54 \text{ cm} \text{ On prend } h_n = 50\text{cm}$$

2) Condition de la raideur [2] :

Pour étudier la raideur d'une nervure on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ et Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

- I : inertie de la section transversale (section en T).
- E : module d'élasticité du béton (20000MPa)

K : coefficient de raideur du sol ($0.5\text{Kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{Kg/cm}^3$)

- $K = 0.5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très bon sol.

On aura: $h_{N1} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}}$

AN :

$$K = 4 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

$$L_{\max} = 5.40 \text{ m}$$

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04}{20000} \left(\frac{2 \times 5400}{\pi}\right)^4} = 94.34 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 100 \text{ cm}$.

A partir des deux conditions : $h_{N2} \geq \max(h_{N1}; h_{N2})$ On prend : $h = 100 \text{ cm}$

VI.7 Le choix final :

- Epaisseur de la dalle : $h_{rad} = 40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 100 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{cases}$

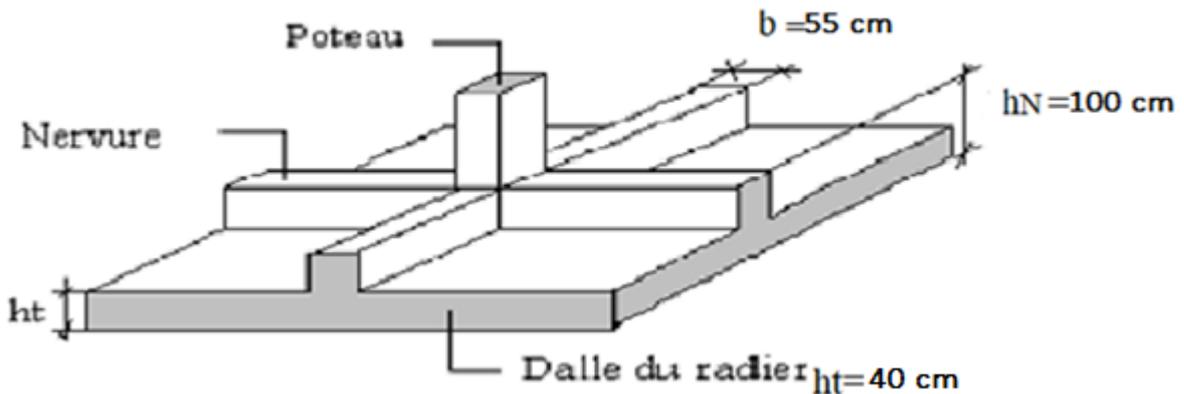


Figure.VI. 4: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.8 Caractéristiques géométriques du radier :

VI.8.1 . Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_g = 7.25 \text{ m} \\ Y_g = 9.57 \text{ m} \end{cases}$$

VI.8.2 Moment d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 9268.60 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 5484.40 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.9 Vérifications nécessaires :

VI.9.1 . 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.

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0 , V_0 sont tirés à partir du fichier **ETAPS 2017**

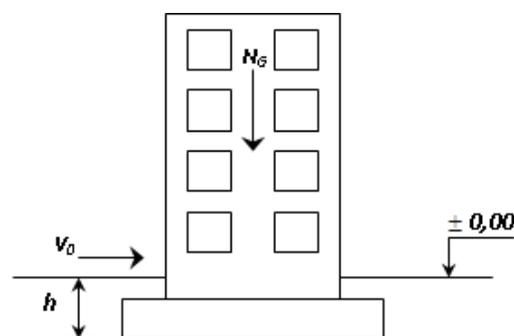


Figure.VI. 5: Schéma statique du bâtiment

VI.9.1.1 • Suivant le sens X-X :

$$B_x = 19.15 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 4.78 \text{ m}$$

VI.9.1.2 • Suivant le sens Y-Y :

$$B_y = 14.5 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_y}{4} = 3.62 \text{ m}$$

h : ancrage de l'ouvrage ; avec :

$$h = h_s + h_{\text{nervure}} = 3.06 + 1 = 4.06 \text{ m}$$

VI.9.1.3 Le sens X-X

$$M_0 = 84094,72 \text{ KN.m} ; V_0 = 3577,44 \text{ KN} ; h = 4.06 \text{ m} ; N_1 = 41953.21 \text{ KN}$$

$$N = N_1 (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25(277.67 \times 0,30) = 2082.52 \text{ kN}$$

$$N = 44035.73 \text{ KN}$$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 84094,72 + 3577,44 \times 4.06 = 98619.12 \text{ KN.m}$$

$$N_R = N \times x_G = 44035.73 \times 7.25 = 319259.07 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{98619.12}{319259.07} = 0.30 \leq \frac{B}{4} = 4.78 \text{ m} \dots \dots \dots (\text{condition verifier})$$

VI.9.1.4 Le sens Y-Y :

$$M_0 = 90023,95 \text{ KN.m} ; V_0 = 2966,86 \text{ KN} ; h = 4.06 \text{ m} ; N = 41953.21 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_R = 102069.40 \text{ KN.m}$$

$$N_r = 401492.21 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{102069.40}{401492.21} = 0.25 \leq \frac{B}{4} = 3.62 \text{ m} \dots \dots \dots (\text{condition verifier})$$

VI.9.1.5 Conclusion :

la condition est vérifiée donc le radier est stable aux renversements.

VI.9.2 . Vérifications des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, : $\sigma_{\text{sol}} = 2.00 \text{ bars}$

Les contraintes de sol sont données par :

VI.9.2.1 Sollicitation du premier genre :

$$\text{On doit vérifier que : À l'ELS: } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41953.21}{277.67} = 151.09 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{(condition verifier)}$$

VI.9.2.2 Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) , avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

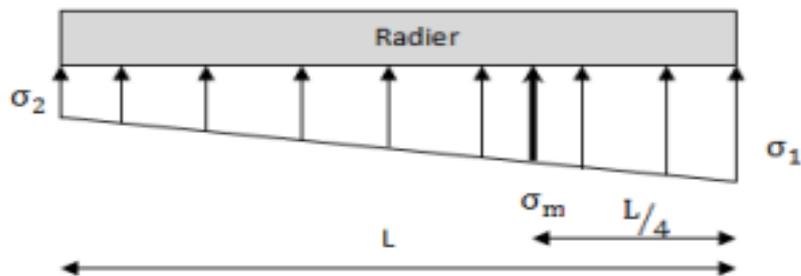


Figure.VI. 6: Contraintes sous le radier.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} .$$

a) ELU :

$$N_u = N_u (\text{structure}) + (1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.})$$

$$N_u = (47736.11) + (1,35 \times 2082.52)$$

$$N_u = 50547.512 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

$$M_{Rx} = 84094,72 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

$$M_{Ry}=90023,95 \text{ kN.m}$$

S_{rad} : surface du radier.

$$S_{rad}=277.67 \text{ m}^2$$

I : moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = 9268.62 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 5484.40 \text{ m}^4$$

G : centre de gravité du radier

$$x_G = 9.57 \text{ m}$$

$$, y_G = 7.25 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Tableau.VI. 5: Contraintes sous le radier a l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	247.82	116.26	214.77
Sens y-y	291.04	63.42	240.135
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}=266$

VI.9.2.3 Conclusion :

les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

ELS:

$$N_{ser}=41953.21 \text{ kN}$$

Tableau.VI. 6:: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	216.86	85.32	186.22
Sens y-y	270.09	32.09	210.59
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}=266$

VI.9.2.4 Conclusion :

les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

VI.9.3 . Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

VI.9.3.1 ELU :

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 240.13 \text{ KN/m}^2$$

VI.9.3.2 ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 210.59 \text{ KN/m}^2$$

VI.9.4 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.9.5 . Ferrailage de la dalle du radier :**VI.9.5.1 Valeurs de la pression sous radier :**

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 240.13\text{kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 210.59\text{kN/m}$$

VI.9.5.2 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés

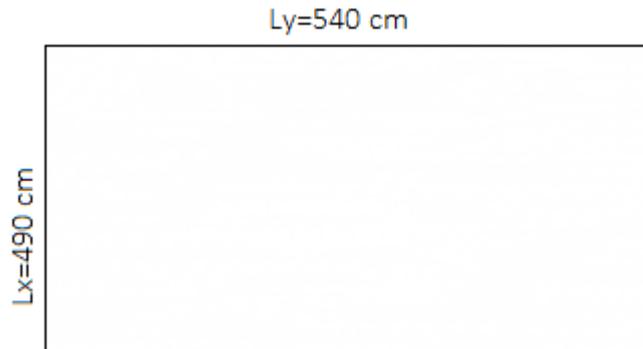


Figure.VI. 7: Panneau de la dalle du radier.

VI.9.5.3 Calcul des moments [2] :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 0.90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0456 \times 240.13 \times 4.9^2 = 262.90 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.7834 \times 262.90 = 205.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 223.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 175.06 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$Max = 0.3M_x = 78.87 \text{ KN.m}$$

(appui de rive)

$$May = 0.3M_y = 61.78 \text{ KN. m}$$

$$Max = 0.5M_x = 131.45 \text{ KN.m}$$

(appui intermediaire)

$$May = 0.5M_y = 102.98 \text{ KN. m}$$

I.1.1 Ferrailage de la dalle :

$b = 100\text{cm}$; $h = 40\text{ cm}$; $d = 36\text{ cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 7: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{KN. m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_s (\text{cm}^2)$	choix	$A_s (\text{cm}^2)$
Travée	X-X	&	15.3	3.47	8HA20	25.13
	Y-Y	175.06	11.79		8HA20	25.13
Appui	Rive	78.87	5.16		3HA20	9.42
	Intermédiaire	131.45	8.73		5HA20	15.71

VI.9.6 Vérifications nécessaires :

VI.9.6.1 Espacement :

$$Esp \leq (3h ; 33\text{cm}) \rightarrow St \leq (105\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$$

– Sens X-X : $St = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < 33\text{cm}$ on opte pour $St = 12\text{ cm}$

– Sens Y-Y : $St = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < 33\text{cm}$ on opte pour $St = 12\text{ cm}$

VI.9.6.2 Condition de non fragilité [2] :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 3.47\text{ cm}^2$$

- En appui : $A_s = 9.42\text{ cm}^2 > 3.47\text{ cm}^2$ condition vérifié.

- En travée : $A_s = 25.13\text{ cm}^2 > 3.47\text{ cm}^2$ condition vérifié.

VI.9.6.3 Vérification des contraintes à l'ELS [2] :

$$\rho = 0.90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0528 \times 210.59 \times 4.9^2 = 266.97 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.8502 \times 266.97 = 226.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_{s\bar{c}} = 250 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI. 8: Vérification des contraintes de béton a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\sigma_{bc\bar{c}}$	Observation
Travée	X-X	226.92	8HA20	10,9	15	Vérifié
	Y-Y	192.92	8HA20	9.29	15	Vérifié
Appu	Rive	80.09	3HA20	5.52	15	Vérifié
	Intermédiaire	131.45	5HA20	7.46	15	Vérifié

Tableau.VI. 9: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\sigma_{bc\bar{c}}$	Observation
Travée	X-X	226.92	8HA20	285.5	250	Non Vérifié
	Y-Y	192.92	8HA20	242.8	250	Vérifié
Appu	Rive	80.09	3HA20	257	250	Non Vérifié
	Intermédiaire	133.48	5HA20	258.5	250	Non Vérifié

Remarque

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appui donc on augmente le nombre barre

Tableau.VI. 10: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\sigma_{bc\bar{c}}$	Observation
--	------	-------------	------------------------	---------------	----------------------	-------------

Travée	X-X	226.92	10HA20	231.2	250	Vérifié
	Y-Y	192.92	10HA20	196.9	250	Vérifié
Appu	Rive	80.09	4HA20	194.9	250	Vérifié
	Intermédiaire	133.48	6HA20	220.6	250	Vérifié

VI.9.6.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2] :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = (0.1f_c28 ; 4MPa) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$; $T_u = \frac{qL}{2}$

$T_u = \frac{262.90 \times 5.40}{2} = 709.83 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{709.83 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifie}$

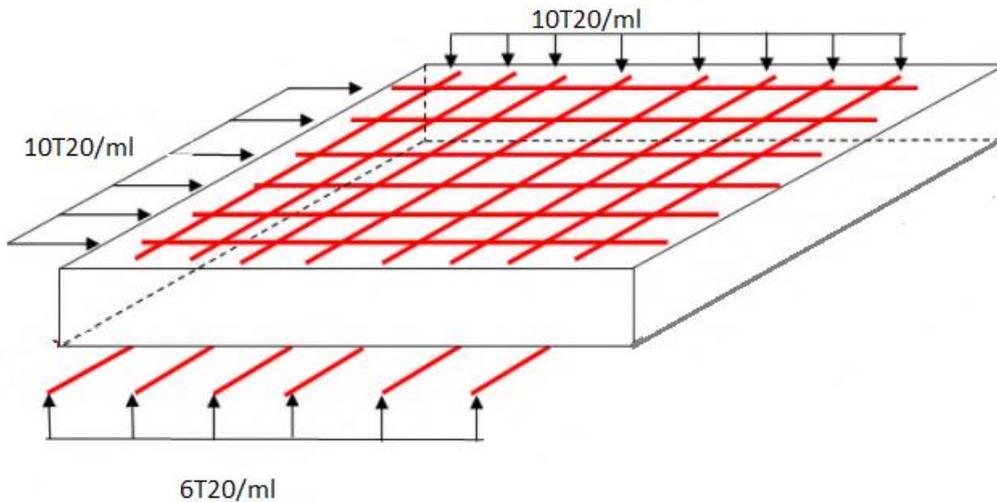


Figure.VI. 8:Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI.9.7 Ferrailage des nervures :

VI.9.8 . Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifié 99 »

On a : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{en travée : } M_t = 0.85M_0 \\ \text{en appuis : } M_a = 0.50M_0 \end{array} \right.$

$b = 55 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 90 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ; L_x = 5.40 \text{ m} ; L_y = 4.90 \text{ m} ; q = 262.90 \text{ KN/m}$

Tableau.VI. 11: Ferrailage des nervures.

Sens		M_u (KN. m)	$A_s \text{ cal}$ (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)	choix	$A_s \text{ adp}$ (cm ²)
X-X	Travée	540.78	14.49	4.78	10 HA 20	31.42
	Appuis	318.10	8,35	4.78	10 HA 20	31.42
Y-Y	Travée	424.86	11.26	4.78	10 HA 16	20.11
	Appuis	249.9	6.52	4.78	10 HA16	20.11

VI.9.8.1 Vérifications nécessaires :

VI.9.8.2 Condition de non fragilité [2] :

$$A_s \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 4.78 \text{ cm}^2$$

X-X

En appui : $A_s = 31.42 \text{ cm}^2 > 4.78 \text{ cm}^2$ condition vérifié

En travee : $A_s = 31.42 \text{ cm}^2 > 4.78 \text{ cm}^2$ condition vérifié

Y-Y

En appui : $A_s = 20.11 \text{ cm}^2 > 4.78 \text{ cm}^2$ condition vérifié

En travee : $A_s = 20.11 \text{ cm}^2 > 4.78 \text{ cm}^2$ condition vérifié

VI.9.8.3 Vérification des contraintes à l'ELS [2] :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI. 12: Vérification des contraintes de béton a l'ELS

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\sigma_{bc}^{\bar{}}$	Observation
X-X	Travee	540.78	10HA20	7.82	15	Vérifié
	Appui	318.10	10HA20	4.6	15	Vérifié
Y-Y	Travee	424.86	10HA16	7.20	15	Vérifié
	Appui	249.9	10HA16	4.24	15	Vérifié

Tableau.VI. 13: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\sigma_{bc}^{\bar{}}$	Observation
X-X	Travee	540.78	10HA20	216.6	250	Vérifié
	Appui	318.10	10HA20	127.4	250	Vérifié
Y-Y	Travee	424.86	10HA16	260.2	250	Non Vérifié
	Appui	249.9	10HA16	153	250	Vérifié

Remarque

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travee ni en appui donc on augmente le nombre barre ou la section

Tableau.VI. 14: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\sigma_{bc}^{\bar{}}$	Observation
X-X	travee	540.78	10HA20	216.6	250	Vérifié
	appui	318.10	10HA20	127.4	250	Vérifié
Y-Y	travee	424.86	10HA20	170.2	250	Vérifié
	appui	249.9	10HA20	124	250	Vérifié

VI.9.8.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2] :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = (0.1 f_{c28} ; 4MPa) = 2.5 MPa$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad ; \quad T_u = \frac{qL}{2}$$

$$T_u = \frac{262.90 \times 5.40}{2} = 709.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{709.83 \times 10^3}{900 \times 550} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifie}$$

VI.9.9 Armatures transversales :

• Selon le BAEL91 modifié 99 [2] :

✓ $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$ (K = 1 pas de reprise de bétonnage)

✓ $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

✓ $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$

• Selon le RPA 99 version 2003 [1] :

✓ $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$

✓ $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$ Zone nodale

✓ $S_t \leq \frac{h}{2}$ Zone courante

Avec :

$\phi t \leq \text{MIN} (h/ 35 ; \phi l; b/ 10) = 1.42 \text{ cm} \dots \text{ on prend: } \phi t = 10 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 15: Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	St RPA		St adp (cm)		At (cm ²)	Choix
			St(cm)	Z.N	Z.C	Z.N	Z.C		
55X100	709.83	1.43	40	24	50	20	40	3.3	6 T 10

VI.9.10 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 a leur direction.

$h = 100 \text{ cm} ; A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$

On choisit : $A_p = 2T14$

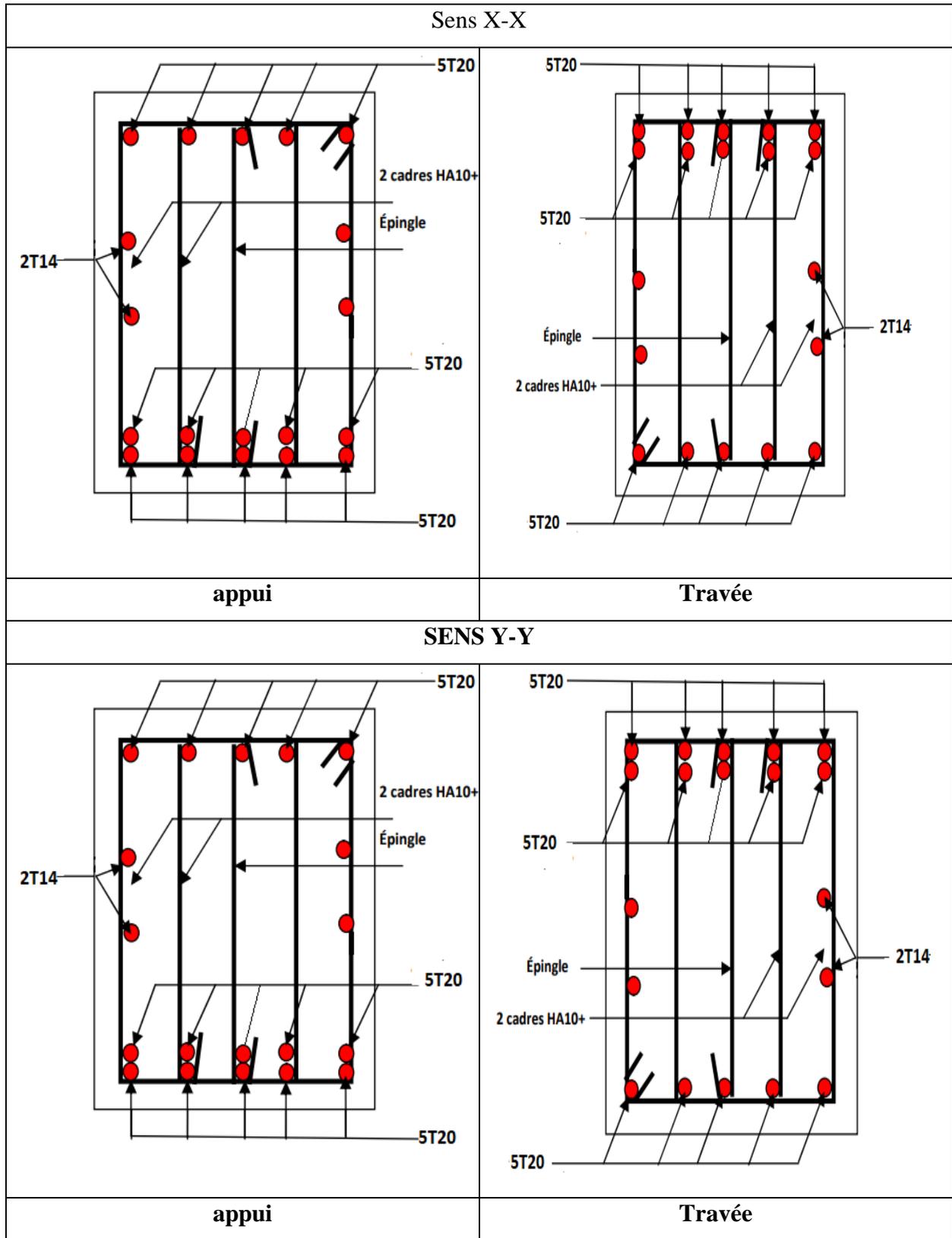


Figure.VI. 9 : Schéma de ferrailage des nervures

VI.10 Voile périphérique :

VI.10.1 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.

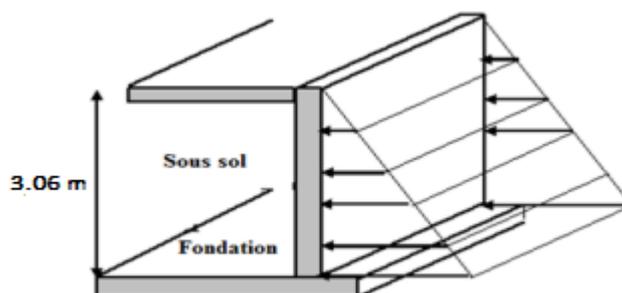


Figure.VI. 10: Evaluation des charges.

VI.10.2 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).

$L_x = 3.06\text{m}$; $L_y = 5.40\text{m}$; $e = 20\text{cm}$

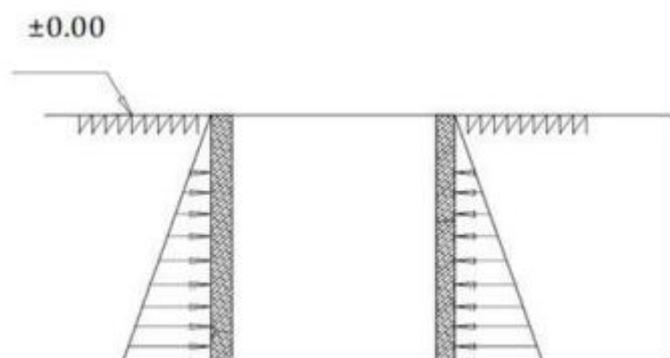


Figure.VI. 11: Poussés des terres.

La charge des poussés des terres est donné par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : contrainte sur une bande de 1m.

γ : poids spécifique des terres ($\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$)

h : hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 27^\circ \rightarrow A = (\varphi) = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 0.376$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 0.376 \times 20.5 \times 3.06 = 23.58 \text{ KN/ml} \rightarrow Qu = 1.35 \times 23.58 = 31.83 \text{ KN/ml}$$

VI.10.3 . Efforts dans le voile périphérique [2] :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.40} = 0.56 > 0.4 \rightarrow \text{la travée dans les deux sens :}$$

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0880 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0.0880 \times 31.83 \times 3.06^2 = 26.22 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.2500 \times 26.22 = 6.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 22.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.56 \text{ KN.m}$$

– Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 13.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 3.27 \text{ KN.m}$$

VI.10.4 Ferrailage du voile périphérique :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 16: Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	$Mu(KN. m)$	$As (cm^2)$	Choix	$As (cm^2)$
Travée	X-X	22.28	2,92	6T12	6.79
Travée	Y-Y	5.56	0.71	6T12	6.79
Appui	X-X	13.11	1.7	6T12	4.71
Appui	Y-Y	3.27	0.42	6T12	4.71

VI.10.5 Condition exigée par le RPA99/version2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes

✓ $AL \geq 0.1 \times 20 \times 100 \div 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié}$

✓ $AT \geq 0.1 \times 20 \times 100 \div 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié}$

VI.10.6 Condition de non fragilité [2] :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm. D'après le « BAEL91 modifié 99 ».

On a : $12cm \leq e \leq 30cm ; h = e = 20cm ; b = 100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min}; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{Lx}{Ly} \right] \\ A_x \geq A_x^{min}; A_x^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0.0006$ pour les barres de FeE500

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0006 \times (3 - 0.56) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.46 \\ A_y^{min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_x \text{ min} = 1.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \\ A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_y \text{ min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \end{cases}$

En appui : $\begin{cases} A_x = 4.71 \text{ cm}^2 > A_x \text{ min} = 1.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \\ A_y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_y \text{ min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \end{cases}$

VI.10.7 Vérification de l'effort tranchant [2] :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \tau_u = 0.05fc28 = 1.25MPa$

$$T_x = \frac{Q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{31.83 \times 5.40 \times 3.06}{2 \times 3.06 + 5.40} = 45.65 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{Q_u L_x}{3} = \frac{31.83 \times 3.06}{3} = 32.46 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = \max(T_x; T_y) = 45.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{45.65 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifié}$$

VI.10.8 Vérification a l'ELS [2] :

VI.10.8.1 Evaluation des sollicitations a l'ELS :

$$Q_{ser} = Q = 23.58 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.40} = 0.56 > 0.4 \rightarrow \text{la travaille dans les deux sens :}$$

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0923 \times 23.58 \times 3.06^2 = 20.37 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.4254 \times 20.37 = 8.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 17.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 7.36 \text{ KN.m}$$

– Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 10.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 4.33 \text{ KN.m}$$

VI.10.8.2 Vérification des contraintes [2] :

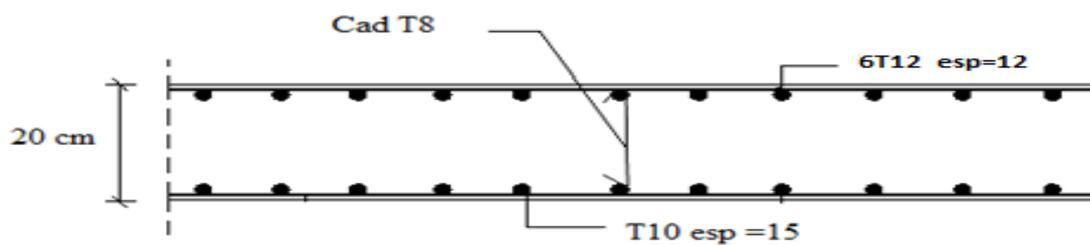
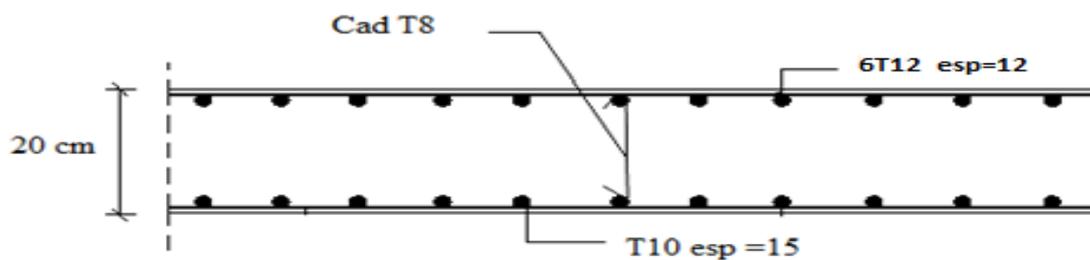
Les contraintes sont calculées à l'état limite de service σ_{ser} (Mser), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau.VI. 17:Vérification des contraintes de béton a l'ELS

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	X-X	17.31	6T12	4,15	15	Vérifié
Travée	Y-Y	7.36	6T12	1,76	15	Vérifié
Appuis	X-X	10.18	6T10	2,81	15	Vérifié
Appuis	Y-Y	4.33	6T10	1,19	15	Vérifié

Tableau.VI. 18 : Vérification des contraintes d'aciers a l'ELS

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée	X-X	17.31	6T12	156,5	250	Vérifié
Travée	Y-Y	7.36	6T12	66.5	250	Vérifié
Appuis	X-X	10.18	6T10	130,7	250	Vérifié
Appuis	Y-Y	4.33	6T10	55,6	250	Vérifié

**Figure.VI. 12:Ferrailage du voile périphérique sens X-X****Figure.VI. 13:Ferrailage du voile périphérique sens X-X**

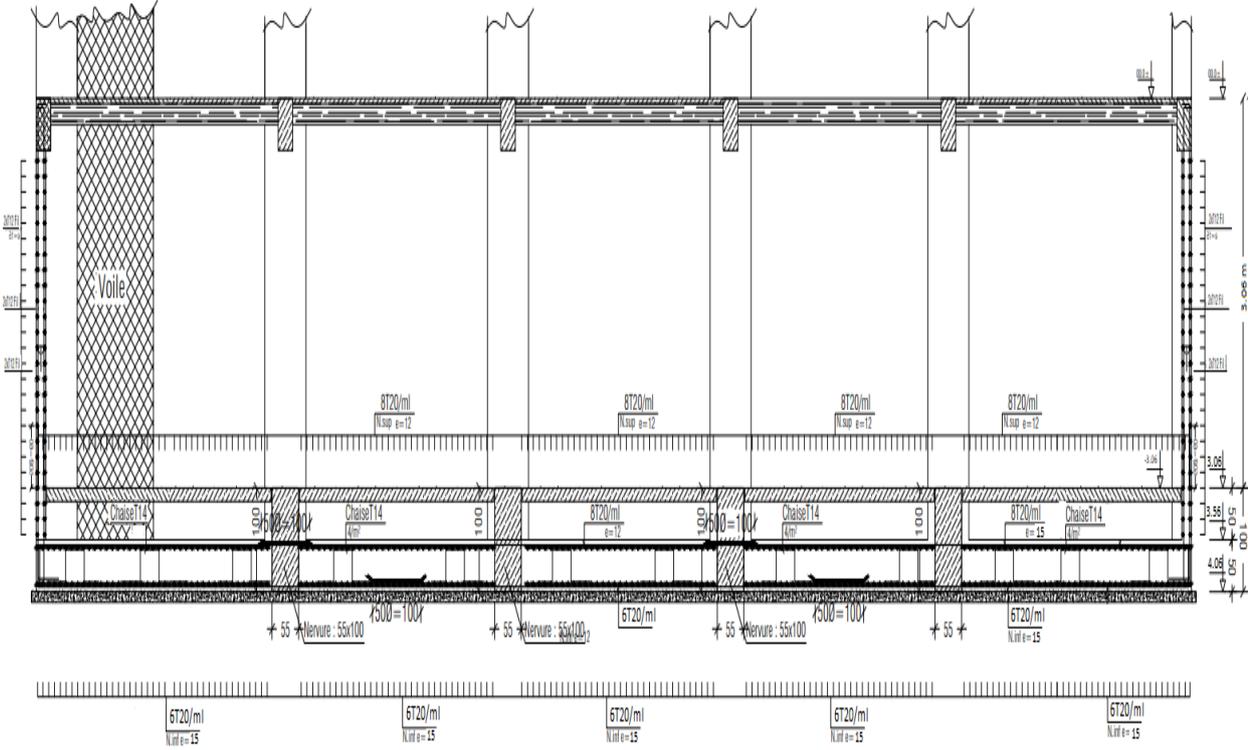


Figure.VI. 14:FERRAILLAGE DE FONDATION

CONCLUSION GENERALE :

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'études consiste l'étude d'un bâtiment R+8+sous-sol contreventé par voiles -portiques, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances acquises.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accident, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant., une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction).

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ Le pré dimensionnement est une étape très importante dans un calcul structural, du fait qu'il nous permet de déterminer les dimensions des différents éléments composant la structure de garantir la sécurité et l'économie de l'ouvrage.
- ✓ Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement RPA99 v.2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural
- ✓ La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- ✓ La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet P- Δ .
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure,

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à leur tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Une démarche de conception parasismique dans la construction doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- Contrôle des matériaux et mise en œuvre soignée de la construction.
- Une bonne conception pour plus de sécurité et moins de dépense.

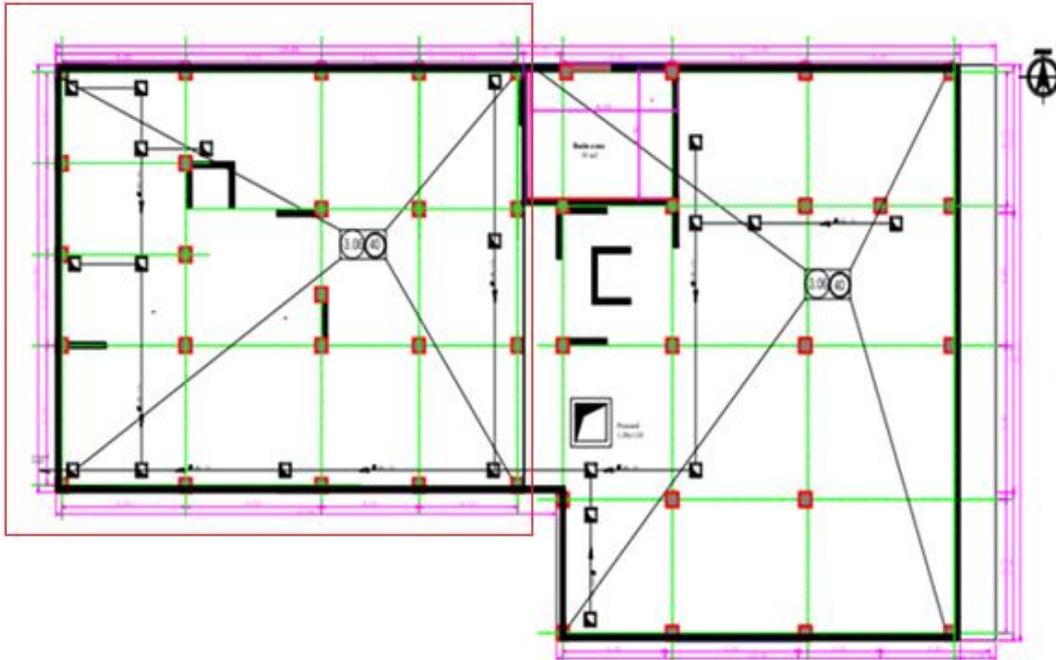
Bibliographie

Bibliographie

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [3] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé, 3ième et master I année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude



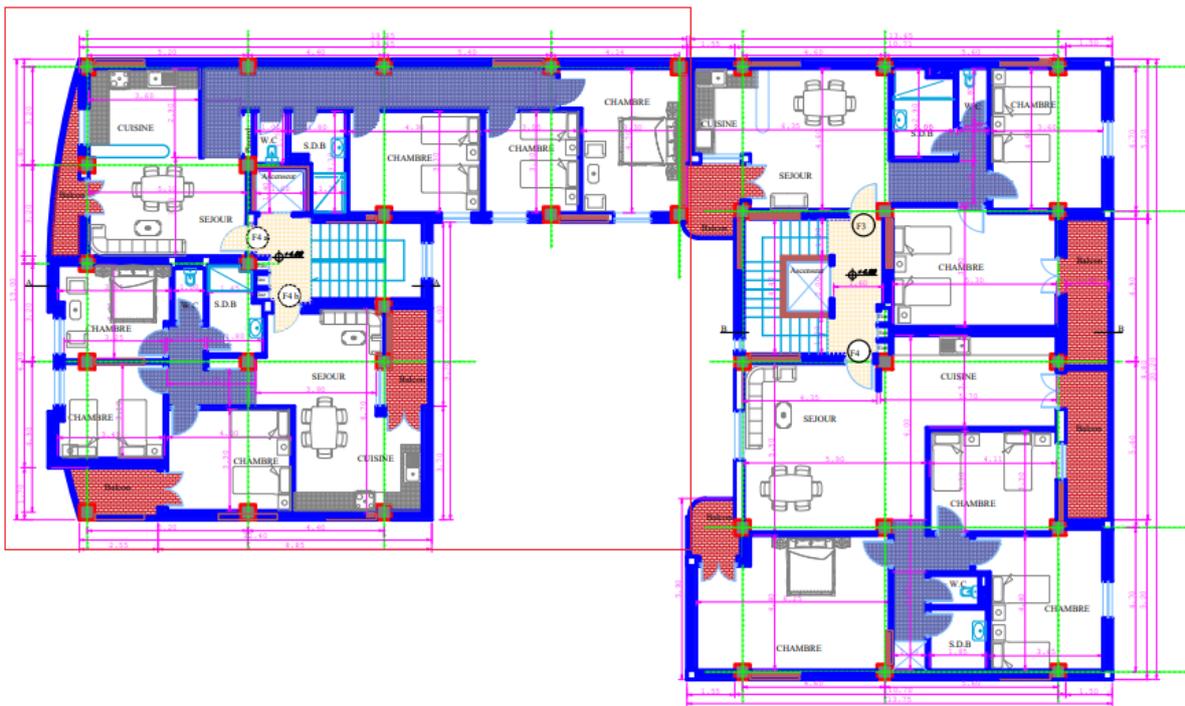
PLAN SOUS SOL



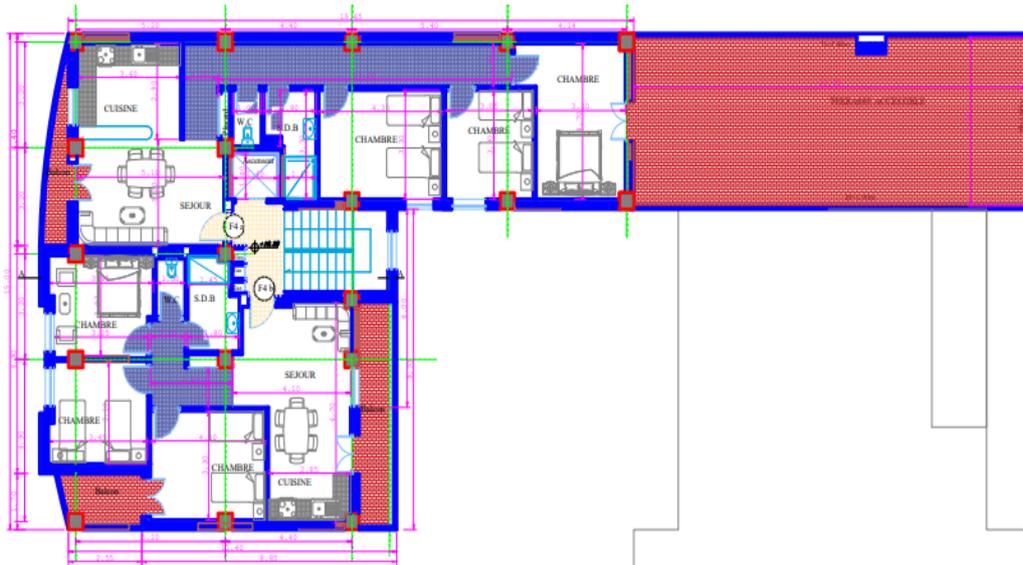
PLAN DE FONDATION



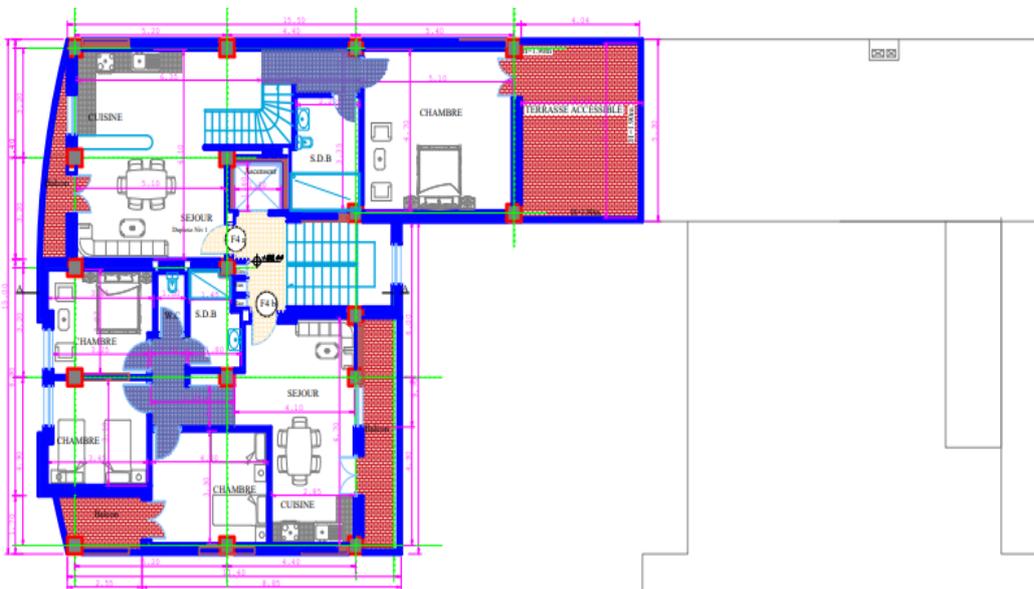
PLAN RDC



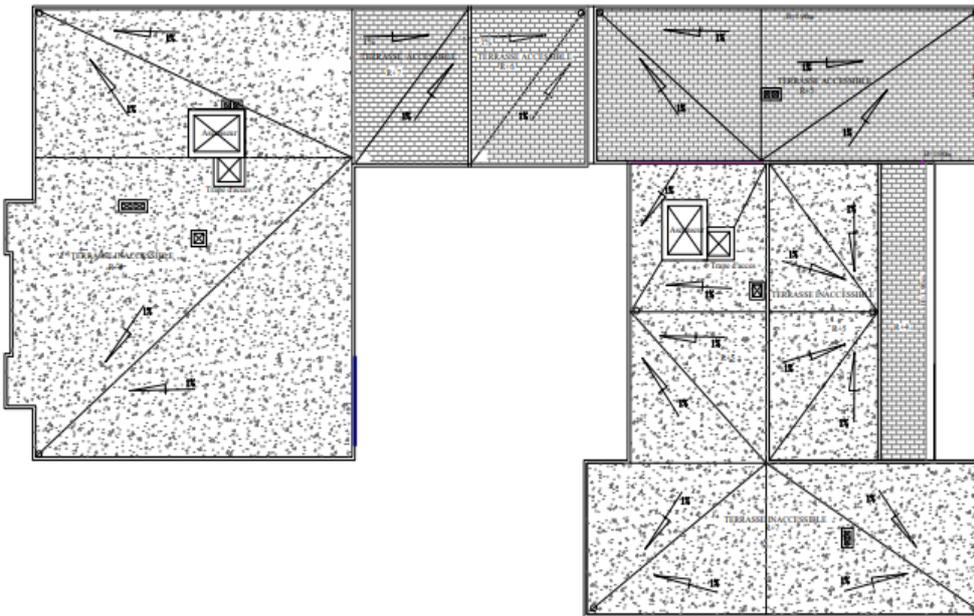
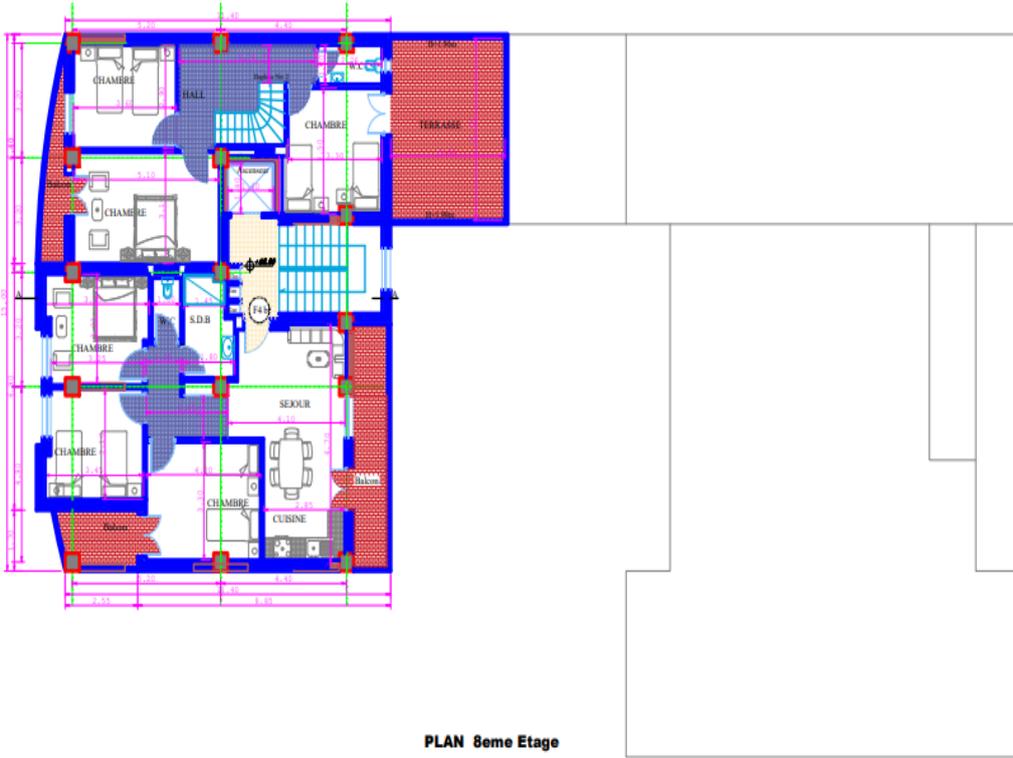
PLAN 1er --> 5eme Etage

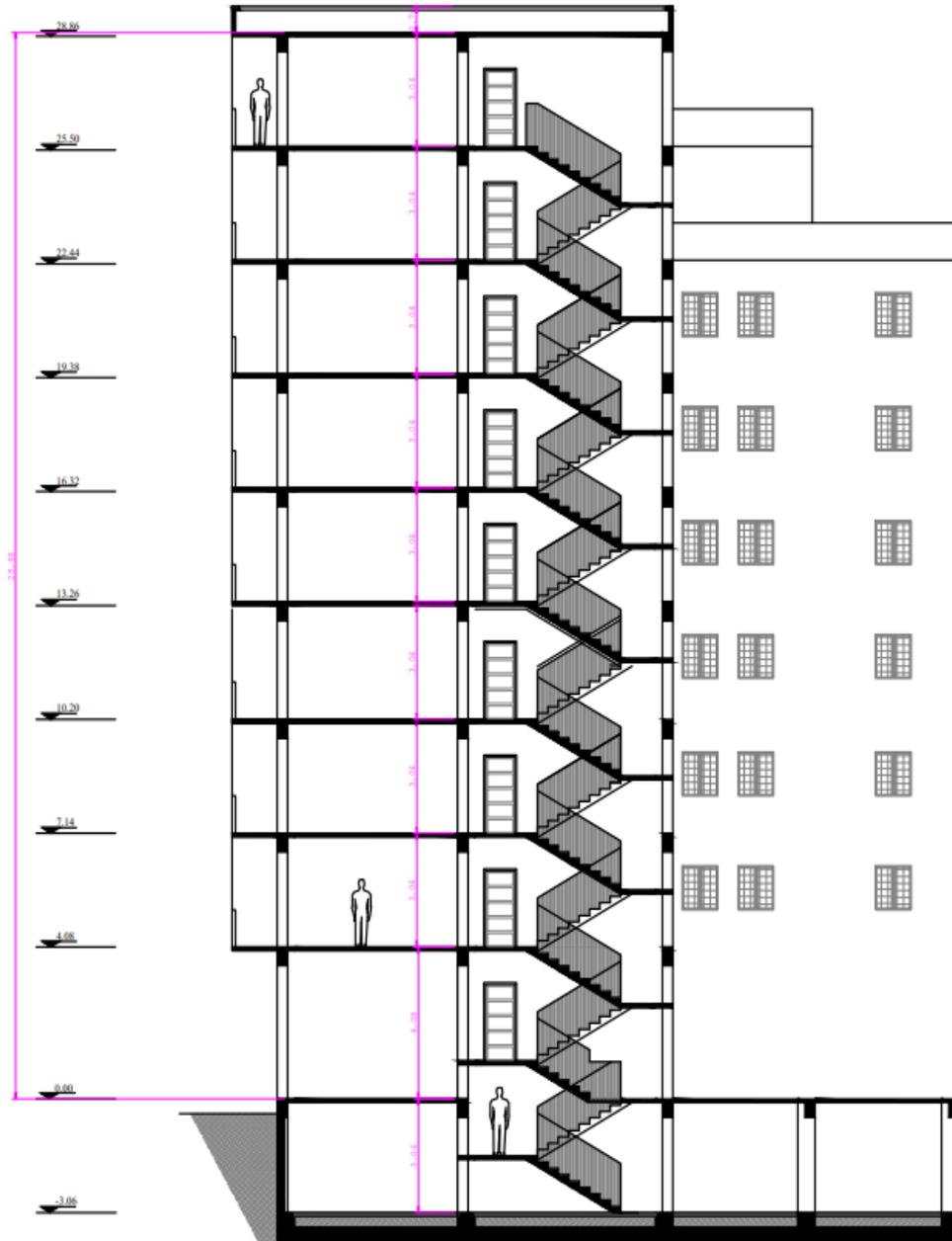


PLAN 6eme Etage



PLAN 7eme Etage





COUPE AA

