



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET REPUBLIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET
DE LA RECHERCHE SIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب – البليدة 1

UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA 1

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : structures

Thème :

**L'effet de l'offset dans la modélisation des bâtiments –
cas d'étude d'un bâtiment RDC+9 étages**

Présenté par :

FERRAH AFRAH KHEIRA

BENABDELLAH ZINEB

Devant les membres de jury :

.....	U. Saad Dahleb – Blida 1	Président
.....	U. Saad Dahleb – Blida 1	Examinateur
KERBOUA NASSIMA	U. Saad Dahleb – Blida 1	Promoteur
ALAICHI ABDELWAHEB		Co-promoteur

2023 / 2024

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة مبنى متعدد الاستخدامات من الخرسانة المسلحة، يتميز بشكل منتظم، ويتكون من تسعة طوابق بالإضافة إلى طابق أرضي يقع فيه مركز تجاري . يقع المبنى في ولاية البلدية ، والتي تصنف منطقة زلزالية وفقا للقواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل تعتمد متانة الهيكل الانشائي للمبنى على نظام مختلط من أعمدة وجدران مقاومة. تم تنفيذ التصميم وفقّ لقواعد البناء **BAEL91 , CBA93, RPA99/VERSION2003**. المعمول بها في الجزائر وتم تسليح العناصر الداعمة باستخدام برنامج **SOCOTEC** و تم اجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج **ETABS1** بينما نفذ تسليح الجدران يدويا بالإضافة الى دراسة البنية التحتية للمنشأة التي تتمثل في الاساسات التي تستريح على لبشة (أرضية الأساس) وذلك لقيمة الحمولات المعتبرة المحمولة للتربة في مذكرة التخرج سوف تتم المقارنة من خلال دراسة هيكل مكون من طابق أرضي + 9 طوابق والذي سيكون موجودا في ولاية البلدية، مصنفة في المنطقة الثالثة حسب الأنظمة الزلزالية الجزائرية **RPA 99** نسخة 2003 ، هذا الهيكل مكون من عوارض وأعمدة وجدران داعمة، وستجرى هذه المقارنة بين اثنين من النماذج، سيتم تطوير نموذج أول دون إدخال الإزاحات، ثم نموذج ثان يراعى فيه، يقوم بحساب الإزاحات في العناصر المختلفة، من أجل تحديد التأثير الناتج عن هذه النمذجة.

كلمات مفتاحية

SOCOTEC, تدعيم مختلط, الدراسة الديناميكية ,معايير البناء ;الخرسانة المسلحة; L'offset; أرضية الاساس, **ETABS18**.

ABSTRACT

This project deals with the study of a multi-use building made of reinforced concrete, characterized by a regular shape, and consisting of nine floors in addition to a ground floor in which a commercial center is located. The building is located in Blida Province, which is classified in a high-seismic zone according to the Algerian rules for earthquake resistance (RPA 99 VERSION 2003).

The strength of the building's structural structure depends on a mixed system of columns and resistant walls. The design was implemented in accordance with the building codes BAEL91, CBA93, RPA99/VERSION2003 applicable in Algeria.

Dynamic analysis was performed using ETABS18 software, and the supporting elements were reinforced using Socotec software, while the wall reinforcement was carried out manually.

In addition to studying the infrastructure of the facility, which is represented by the foundations that rest on the floor (the foundation floor), in order to determine the value of the significant loads carried by the soil.

Finally, In this ESP , particular attention is given to the offset modeling in buildings, A comparative study is carried out by studying a structure composed of a ground floor + 9 floors which will be located in Blida, classified in zone III according to the Algerian seismic regulations (RPA 99 version 2003) where this structure is composed of beams, columns and shear walls, this comparison will be carried out between two models, A first model will be developed without the introduction of the offsets, then a second model which takes into account offsets in the different elements, in order to quantify the effect brought by this modeling.

Keywords

Reinforced concrete mixed bracing, dynamic analysis, construction rules, ETABS20, SOCOTEC, and General Raider , l'offset

RESUME

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment polyvalent en béton armé, caractérisé par une forme régulière et composé de neuf étages en plus d'un rez-de-chaussée dans lequel se trouve un centre commercial. Le bâtiment est situé dans la province de Blida, classée en zone sismique élevée selon les règles algériennes de résistance sismique (RPA 99 VERSION 2003).

La solidité de la structure structurelle du bâtiment dépend d'un système mixte de colonnes et de murs résistants. La conception a été réalisée conformément aux codes du bâtiment BAEL91, CBA93, RPA99/VERSION2003 applicables en Algérie.

L'analyse dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS20, le renforcement des éléments porteurs à l'aide du logiciel Socotec, tandis que le renforcement des murs a été réalisé manuellement.

En plus d'étudier l'infrastructure de l'installation, qui est représentée par les fondations qui reposent sur le sol (le plancher de fondation), afin de déterminer la valeur des charges importantes portées par le sol.

Enfin, Dans ce PFE, une attention particulière est portée à la modélisation de l'offset dans les bâtiments, Une étude comparative est menée en étudiant une structure composée d'un RDC + 9 étages qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) ou cette structure est composée de poutres, les poteaux et les voiles de contreventement, cette comparaison sera menée entre deux modèles, Un premiers model sera élaborée sans l'introduction du offsets, puis un deuxième model qui prend en compte l'offsets dans les différentes éléments , afin de quantifié l'effet apporter par cette modélisation.

Mot clé

Béton armé, contreventement mixte, analyse dynamique, règles de construction, ETABS18, SOCOTEC, radier général, l'offset .

Dédicace

"من قال انا لها "نالها

لم تكن الرحلة قصيرة ولا ينبغي لها ان تكون

لم يكن الحلم قريبا ولا الطريق كان محفوفا بالتسهيلات. لكنني فعلتها ونلتها

الحمد لله حبا وشكرا وامتنانا. الذي بفضلها ها انا اليوم انظر الى حلم طال انتظاره وقد أصبح واقعا وافخر به

امي

الى ملاكي الطاهر. وقوتي بعد الله داعمتي الاولى والابدية امي. التي لن أستطيع رد جميلها لي. اهديك هذا الانجاز الذي لولا تضحياتك لما كان له وجود. ممتنة لان الله قد اصطفاك لي من البشر اما يا خير سند

ابي

الى من دعمني بلا حدود واعطاني بلا مقابل. الى داعمي في الخفاء ابي. الى من غزا الشيب رأسه بغية ان يراني في اعلى المراتب ها أنا ذي ابنتك فلتفخر

اختي

الى من امننت بقدراتي وشجعتني في اوقات ضعفي. الى من سهرت معي في أولى خطوات دراستي الى التي قاسمت معي حلاوة الحياة وعثراتها. الى اختي الكبرى رانية

اخي

الى من قيل فيه "سنشد عضدك بأخيك " الى نصفي الاخر. الى من مد يده دون كلل وملل. الى مدلل قلبي الى صغيري اخي محمد ادامك الله ضلعا ثابتا لي

الى أصدقائي

وبالخصوص زينب التي كافتحت معي لإتمام هذا المشوار. اتمنى ان يحفظك الله ويرزقك السعادة

الى اصدقائي من الطور الابتدائي الى الجامعي شكرا لوجودكم بجانبني كنتم أجمل إضافة قد لونت صفحات حياتي.. مرام. عفاف. ناريمان. هناء. هاجر. ندى وفايزة

Dédicace

Du profond de mon coeur, je dédie ce modeste travail à tous ceux qui me sont chers,

A ma très chère mère

Tu as su porter pour moi les soins et consentir les efforts pour mon éducation.

**Aucune dédicace ne
saurait exprimer tout le respect et l'amour que je te porte, tu m'as toujours fait
confiance .Merci pour ton encouragement.**

A mon très cher père

Dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour

A toute mes amis

**En particulier AFRAH qui n'a pas cessée de me conseiller et soutenir. Que dieu les
protège et leurs offre la chance et le bonheur.**

A mes très chers mes frère et mon mari

**A mon marie Omar Mellak , à tous mes frères et en particulier mes meilleures frère
youcef qui a été mon premier supporter, fares, djillali , qui sont toujours présents à
mes côtés dans les moment difficiles**

À toutes les personnes qui m'ont soutenu dans ce voyage

ZINEB

REMERCIEMENTS

Chaque bénédiction dans ce monde est due au Créateur fort, nous tenons à remercier Dieu si Clément et l'unique nous donnent la santé, la volonté et la force nécessaires pour faire cette thèse et la compléter.

Tout d'abord, ce travail n'aurait pas pu être très enrichi et voir la lumière du jour sans l'aide et la supervision de **Mme Kerboua Nassima** et de **Mr. Elaichi Abdeelwahab**. Nous les remercions chaleureusement pour la qualité exceptionnelle de leur supervision, de leur patience, de leur authenticité et de leur disponibilité pendant notre préparation pour cette mémoire.

Nous exprimons notre gratitude aux membres du jury, ainsi qu'au président qui a accepté le président de l'honneur du jury dans ce mémoire. Nous remercions également l'examineur d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Nous ne le saurons jamais assez pour remercier la lumière de nos vies et de nos parents, qui, grâce à leurs prières et encouragements, nous ont aidés à surmonter tous les obstacles.

Nos remerciements visent également à tous nos professeurs de **l'Université Saad Dahleb** en particulier au ceux du Département de génie civil.

Enfin, nous tenons à remercier nos familles et amis de les avoir encouragés de nous aider. Même s'ils ne sont pas tous mentionnés dans cette petite liste, ils restent présents dans nos pensées et les remerciant avec eux.

Table des matières

.....	1
ملخص.....	2
Dédicace.....	5
REMERCIEMENTS	6
LISTE DES SYMBOLES	18
UNITES	21
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I :	3
Présentation de	3
L'ouvr ag.....	3
I.1 Introduction :	4
I.2 Présentation de projet :	4
I.2.1 Présentation De L'ouvrage :	4
I.2.2 Caractéristique géométriques :.....	4
I.2.3 Ossature :	4
I.2.4 Les planchers :	5
I.2.5 Les poteaux :	5
I.2.6 Les escaliers :	5
I.2.7 Maçonnerie :	5
I.2.8 Acrotère :	5
I.2.9 Cage d'Ascenseurs :	5
I.2.10 Infrastructure :	6
I.3 Les caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I.3.1 Béton :	6
I.3.2 Acier :	10
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux	14
II.1 Introduction :	15
II.2 Pré-dimensionnement des poutres :	15
II.2.1 Poutre principale (Poutre porteuse):.....	16
II.2.2 Poutre secondaire :	16
II.3 Pré-dimensionnement des planchers :	17
II.3.1 Plancher à corps creux :	17
II.3.2 Dalle pleine :	18
II.4 Evaluations des charges et surcharges :	19
II.4.1 Plancher de l'étage courant :	19

II.4.2 Balcon :	20
II.4.3 Plancher terrasse inaccessible :	21
II.4.4 Maçonnerie :	22
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :	22
II.6 Pré dimensionnements des voiles :	30
Chapitre III :	32
Etude dynamique	32
III.1 Introduction :	33
III.2 Etude sismique	33
III.2.1 Modélisation de rigidité	33
III.2.2 Modélisation de la masse	34
III.3 Choix de la méthode de calcul	34
III.3.1 La méthode statique équivalente	34
III.3.2 La méthode modale spectrale.....	35
III.4 Résultante des forces sismiques de calcul :	37
III.4.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	38
III.4.2 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)	39
III.4.3 Coefficient de comportement global de la structure R :	40
III.4.4 Facteur de qualité Q :	40
III.5 Résultats de l'analyse sismique :	42
III.5.1 Modèle final: Suite a plusieurs tâtonnements sur la disposition et nombre de voiles nous avons aboutie à ce modèle final.	42
III.5.2 Calcul de la force sismique total :	45
III.5.3 Vérification de l'effort tranchant : à la base Art 4.3.6 RPA99 V 2003	46
III.5.4. Vérification des déplacements inter-étage : Art 4.43 RPA99 V 2003	46
III.5.5 Vérification du critère de l'effort normal : Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003.....	49
III. 5.6 Vérification de l'effet P- Δ :	49
III.6 Vérification des conditions du facteur de comportement R :	51
CHAPITRE IV :	53
FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS.....	53
IV.1 Introduction	54
IV.2 Ferrailage des poteaux.....	54
IV.2.1 Introduction	54
IV.2.2 Combinaison d'action	55
IV.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003	56
IV.2.4 Méthode de calcul :	56

IV.2.5. Choix des armatures.....	61
IV.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	61
IV.2.7 Vérification De L'effort Tranchant	64
IV.2.8 Ferrailage transversal des poteaux	65
IV.2.9 Longueur de recouvrement	68
IV.2.10 Schéma de ferrailage de poteaux	69
IV.3 Ferrailage des poutres	70
IV.3.1 Introduction	70
IV.3.3 Calcul du ferrailage	71
IV.3.4 Choix d'armature	73
IV.3.5 Condition de non-fragilité.....	74
IV.3.6 Vérification des contraintes à l'ELS	74
IV.3.7 Vérification de l'effort tranchant	77
IV.3.8 Calcul des armatures transversales.....	79
IV.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales	80
IV.3.11 Vérification de la flèche	80
IV.4 Ferrailage des voiles	84
IV.4.1 Recommandations réglementaires (BAEL 91)	84
IV.4.2 Contraintes aux extrémités.....	88
IV.4.3 Recommandations réglementaires (RPA 99/VER 2003).....	90
IV.4.4 Ferrailage vertical.....	93
IV.4.5 Exemple d'application	94
IV.4.6 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant.....	99
Chapitre V : MODELISATION DE L'offset.....	103
V. Introduction :	104
V.1 . Analyse Modal :.....	110
V .2 Effort tranchant a la base :	111
V .3 déplacements inter-étage :.....	113
V.3 Effort normal réduit :	117
V.4 Vérification de l'effet P-Δ :	118
V .5 LE facteur de comportement R :.....	121
V.6 Ferrailage poteaux.....	122
V.7 Ferrailage des poutres	123
V.7.1 Choix d'armature.....	123
V.8 Ferrailage des voiles.....	124
V.8.1 Ferrailage vertical	124

V.8.2 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant	129
Chapitre VI :	132
Etude des fondations	132
VI.1 Introduction :	133
VI.2 Fonctions assurées par les fondations :	133
VI.3 Classification des fondations :	133
VI.4 Calcul des fondations :	134
VI.5 Choix de type de fondation :	134
VI.6 Radier général :	135
VI.6.1 Introduction :	135
VI.6.2 La surface de radier :	135
VI.6.3 Pré dimensionnement de radier :	136
VI.6.4 Caractéristiques géométriques du radier :	139
VI.6.5 Vérifications Nécessaires :	139
VI.6.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier :.....	139
VI.6.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier :	141
VI.6.6 Ferrailage du radier :.....	144
VI.6.6.1 Ferrailage de la dalle du radier :	144
VI.6.7 Ferrailage des nervures :.....	149
VI.6.8 Ferrailage du débord :	154
CONCLUSION GENERALE :	156

Liste des Figures

Figure I.1 : traction par flexion	07
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations à l'ELU	09
Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS	10
Figure I.4 : Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers	11
Figure II.8 : POTEAU CENTRAL	25
Figure II.10 : Schéma de voile	30
Figure III.1 : Représentation graphique Spectre de réponse	36
Figure III.3 : Vue en plan RDC	42
Figure IV.1 : Détails de ferrailage des poteaux	69
Figure V.2 : Arrêt des barres	78
Figure IV.3 : Mur encastré	82
Figure.IV.4 : Niveau de vérification.	84
Figure IV.5 : Détail de diagramme des contraintes	88
Figure IV.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	89
Figure IV.7 : Disposition des voiles dans la structure.	90
Figure.V.9 : Schéma de voile	91
Figure IV.8 : Exemple du ferrailage du voile 1 ;4	98
Figure IV.9 : Exemple du ferrailage du voile 2 ;3	100
Figure IV.10 : Exemple du ferrailage du voile 6.	100
Figure V.1 : modèle sur l'offset	103
Figure V.2 : diagramme de la période	105
Figure V.3 : diagramme de l' Effort tranchant a la base	107
Figure V.4 : diagramme du déplacements inter-étage sens X-X	108
Figure V.5 : diagramme du déplacements inter-étage sens Y-Y	110
Figure V.6 : diagramme du effort normal réduit	112
Figure V.7 : diagramme de l'effet P- Δ sens X-X	113

Figure V.8 : diagramme de l'effet P- Δ sens y-y115
Figure V.9 : diagramme sur le ferrailage des poteaux117
Figure V.10 : diagramme sur le ferrailage des poutres119
Figure V.11: Exemple du ferrailage du voile 1 ,3124
Figure V.12: Exemple du ferrailage du voile 2,4.124
Figure V.13: Exemple du ferrailage du voile 5,6124
Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.129
Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment135
Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier139
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier143
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (les deux sens)147
Figure VI.8 : Schéma statique du débord148
Figure VI.9 : Diagramme des Moments148

Liste des tableaux

Tableau I.1 : caractéristique des aciers	10
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant à dalle pleine	20
Tableau II.3 : Charge permanente de la dalle pleine (Balcon)	20
Tableau II.4 : Charge permanente de dalle en corps creux	21
Tableau II.5 : Charge permanente de la dalle pleine	21
Tableau II.6 : Composition de Mur extérieur	22
Tableau II.7 : Dégression des surcharges pour le poteau	24
Tableau II.8 : Descente des charges des poteaux	27
Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux	28
Tableau II.10 : Vérification de critère de résistance des poteaux	28
Tableau II.11 : Vérification de contrainte de compression à l'ELS	29
Tableau II.14 : l'épaisseur des voiles.	30
Tableau III.3 : Pénalité en fonction de critère de qualité	40
Tableau III.4 : Participation massique du modèle initial	42
Tableau III.5 : Vérification sismique	46
Tableau III.6 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x	47
Tableau III.7 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y	48
Tableau III.8 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	49
Tableau III.9 : Vérification de l'effet P- Δ sens X-X	50
Tableau III.10 : Vérification de l'effet P- Δ sens y-y	51

Tableau III .11 : Justification des voiles sous charge verticale	52
Tableau IV.1 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Nmax, Mcorr)	57
Tableau IV.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M2, Ncorr).	57
Tableau IV.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M3, Ncorr)	58
Tableau IV.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Nmin, Mcorr)	58
Tableau IV.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M2, Ncorr)	59
Tableau IV.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M3, Ncorr)	60
Tableau IV.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Nmin, Mcorr)	60
Tableau IV.9 : Choix des armatures des poteaux carrées	61
Tableau IV.10 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (NserMIN, Msercorr)	62
Tableau IV.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nsermax, Msercorr)	62
Tableau IV.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Mser2, Nsercorr)	63
Tableau IV.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Mser3, Nsercorr)	63
Tableau IV.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	65
Tableau IV.15 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés	67
Tableau IV.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées	67
Tableau IV.15 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)	71
Tableau IV.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	71
Tableau IV.17 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)	72
Tableau IV.18 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)	72
Tableau IV.19 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45)	73
Tableau IV.20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*40)	73
Tableau IV.21 : Vérification de condition de non fragilité	74
Tableau IV.22 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS	74

Tableau IV.23 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS	75
Tableau IV.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse	76
Tableau IV.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur	76
Tableau IV.26 : Choix des armatures transversales pour les poutres	77
Tableau IV.27 : Vérification de la flèche	79
Tableau IV.28 : Valeur de coefficient K	82
Tableau IV.29 : Calcule de σ_b et σ_{bn} .	83
Tableau IV.30 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)	85
Tableau IV.31 : Le ferrailage de voile 1	93
Tableau IV.32 : Le ferrailage de voile 2	94
Tableau IV.33 : Le ferrailage de voile 3	95
Tableau IV.34 : Le ferrailage de voile 4	95
Tableau IV.35 : Le ferrailage de voile 5	96
Tableau IV.38 : Le ferrailage de voile 6	97
Tableau IV. 40 : Résultat de ferrailage horizontal	99
Tableau V.1 : Participation massique du modèle initial	104
Tableau V.2 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x	108
Tableau V.3 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y	109
Tableau V.4 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	111
Tableau V.5 : Vérification de l'effet P- Δ sens X-X	112
Tableau V.6 : Vérification de l'effet P- Δ sens y-y	114
Tableau V.7 : Justification des voiles sous charge verticale	116
Tableau V.8 : Choix des armatures des poteaux carrées	116
Tableau V.9 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45)	118

Tableau V.10 : Le ferrailage de voile 1	120
Tableau V.11 : Le ferrailage de voile 2	120
Tableau V.12 : Le ferrailage de voile 3	121
Tableau V.13 : Le ferrailage de voile 4	121
Tableau V.14 : Le ferrailage de voile 5	122
Tableau V.15 : Le ferrailage de voile 6	123
Tableau V. 16 : Résultat de ferrailage horizontal	123
Tableau VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELU	137
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELS	138
Tableau VI.3 : Ferrailage des panneaux du radier	140
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes	142
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes (correction)	142
Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	144
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	144
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'E.L.S	145
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'E.L.S (correction)	145
Tableau VI.10 : Choix des armateurs transversaux	147
Tableau VI.11 : Ferrailage du débord	149

LISTE DES SYMBOLES

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

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Qadm : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

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

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

Nser : Effort normal pondéré aux états limites de service.

Nu : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

T : Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

Lf : Longueur de flambement.

Ip : Indice de plasticité.

Ic : Indice de consistence.

d : Hauteur utile.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime.

Mser : Moment à l'état limite de service.

4Mt : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.

I : Moment d'inertie.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv : Flèche due aux charges de longue durée.

Ifi : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

Ifv : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

Eij : Module d'élasticité instantané.

Evj : Module d'élasticité différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

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

K : Coefficient de raideur de sol.

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

Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

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

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.

Φ : Coefficient de sécurité.

α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

h_w : Hauteur totale du voile.

l_w : Longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

I_g : Moment d'inertie du voile.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service .

ELA : état limite accidentelle .

UNITES

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

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

cm² : Section d'acier. kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

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

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

kN/m³ (MN/m³ ; N/m³) : Charge volumique.

kN.m (MN.m ; N.m) : Moment d'une force.

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

INTRODUCTION GENERALE

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines ;
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude pour un bâtiment de R+9 à usage multiple et l'effet de l'offset dans la modélisation des bâtiments.

Notre mémoire se structure comme suit :

- Le 1er chapitre constitue une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments résistants (Poteaux, poutres et voile).
- Le troisième chapitre qui est une étape importante pour notre étude ; c'est la modélisation des structures et la détermination des modes de vibrations , L'étude du

bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en 3D l'aide du logiciel de calcul ETABS 18.

- Le calcul de ferrailage des éléments structuraux a été déterminé avec le logiciel **SOCOTEC** , fondé sur les résultats du logiciel **ETABS 18**, sera l'objectif du quatrième chapitre. Notant que l'étude des éléments non structuraux a été aussi étudié et mis en annexe.
- Le cinquième chapitre portera sur le partie de recherche l'offsete .Nous allons effectuer une comparaison qui sera menée entre deux modèles, afin de quantifié l'effet apporter par cette modélisation.
- Le chapitre sixième abordera l'étude de l'infrastructure.
- Dans l'annexes nous étudions les éléments secondaires (acrotère, dalle pleine, escaliers).

Et enfin, Nous terminons ce document par une conclusion générale

Chapitre I :

Présentation de

L'ouvrage

I.1 Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiments (**RDC+9**) à usage multiples, l'ouvrage est implanté à BOUINANE Blida, qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone IIb**) , Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne » .

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93, BAEL91**, et aux règles parasismiques **RPA99 version 2003**.

I.2 Présentation de projet :**I.2.1 Présentation De L'ouvrage :**

L'ouvrage a une forme irrégulière, il se compose de RDC + 09 étages .

- RDC d'usage commerce.
- 1ère jusqu'à 09 ème étage à usage d'habitation.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.2 Caractéristique géométriques :**a. Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment : 30.60 m.
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3.06 m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m.

b. Dimensions en plan :

- Longueur totale : 41.93 m.
- Largeur totale : 18.30 m.

I.2.3 Ossature :

C'est une ossature mixte réalisée avec système portique / voiles.

I.2.4 Les planchers :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine pour les balcons .
- Dalle à corps creux.

I.2.5 Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature de bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression. Dans notre cas on a un seul type de poteau : poteau carré.

I.2.6 Les escaliers :

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées et un palier de repos.

I.2.7 Maçonnerie :

a. **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur. L'âme d'air de 5 cm.
Brique creuse de 10 cm pour la paroi interne du mur.

b. **Mur intérieur** : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.

I.2.8 Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.2.9 Cage d'Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 09 ème étages.

I.2.10 Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La contrainte admissible du sol est de 2,0 bars selon un rapport du sol.
- La catégorie de site S3.

I.3 Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91), ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

I.3.1 Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Résistance du béton :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction mesuré à « j » jour d'âge.

- **Résistance à la compression :**

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm^2 dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm^2 . Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 30 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs par plusieurs essais. Parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : A l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

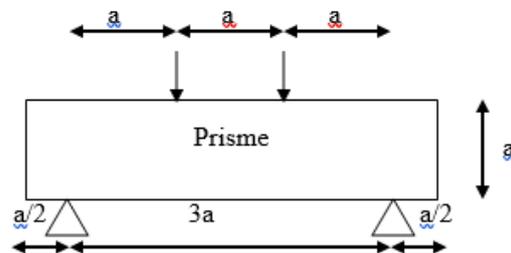


Figure I.1 : traction par flexion.

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (\text{MPa}) [2]$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad [2].$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 34179.56 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 37003 \sqrt{f_{cj}} \quad [2]$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa}$.

- **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du cotés de la section}}{\text{raccourissement relatif longitudinal}}$$

$\nu = 0.2 \rightarrow$ Pour le béton non fissuré (ELS)

$\nu = 0 \rightarrow$ Pour le béton fissuré (ELU)

- **Contraintes limites de calcul :**

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites :[2]

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \theta. \gamma_b \text{ MPa}$$

Avec :

θ = coefficient des durées (t) de l'application d'action, donné par :

$$\theta = 1 \text{ pour } t > 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0.9 \text{ pour } 1h < t < 24h$$

$$\theta = 0.8 \text{ pour } t \leq 1 \text{ heure}$$

γ_b = coefficient de sécurité

$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ situation durable} \\ 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$

Le coefficient de minoration **0,85** a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

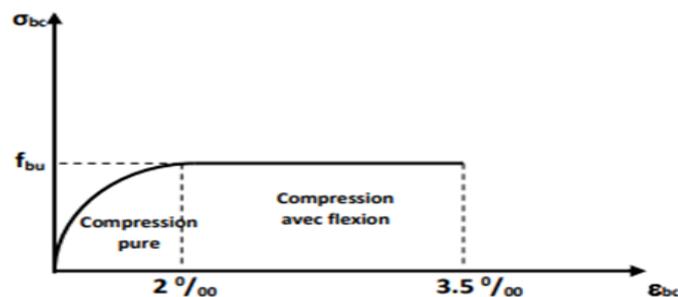


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations à l'ELU.

Le diagramme **parabole rectangle** (Figure....) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

- **Etat limite de service :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_c = 0.6 \times f_{c28} \text{ MPa}$$

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

on trouve $\bar{\sigma}_c = 18 \text{ MPa}$

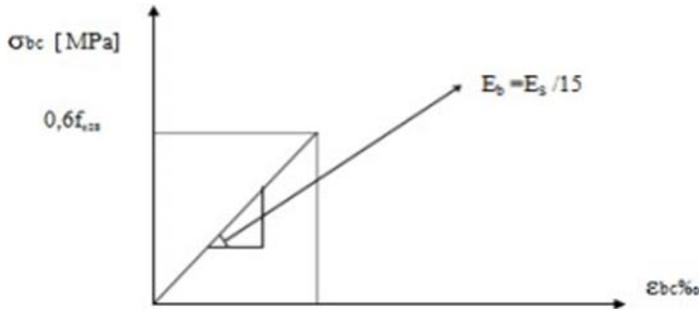


Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.

I.3.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

Tableau I.1 : caractéristique des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé (T S) TLE520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1.3	1

• **Contraintes limite des aciers :**

- **Etat limite ultime :**

$\sigma_s = f_e \gamma_s$ tel que

- $\gamma_s = 1.15$ situation durable
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle

Avec : $f_e = 500$ MPa

- $\sigma_s = 435$ MPa ... situation durable
- $\sigma_s = 500$ MPa ... situation accidentelle

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ϵ_s = Allongement relatif de l'acier.

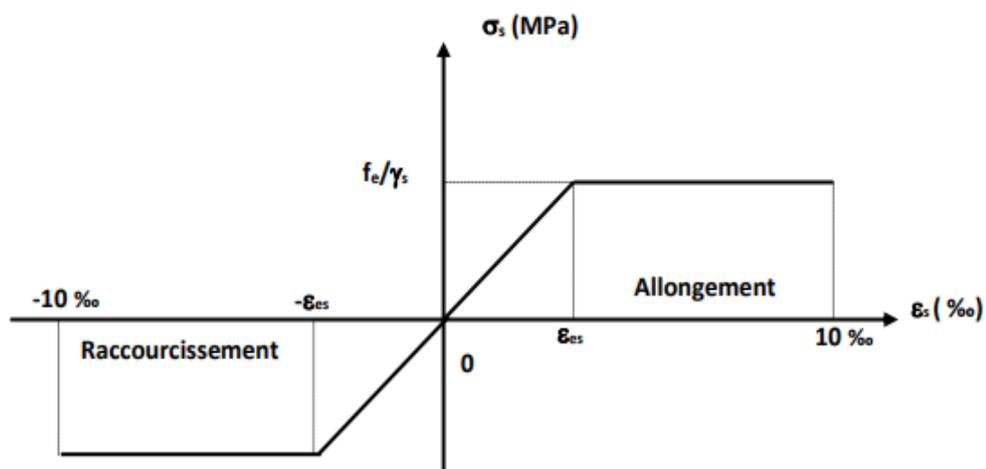


Figure I.4 : Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

- **Etat limite de service :**

- La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration Peu Préjudiciable : pas de vérification
- Fissuration Préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (2.3 f_e ; \max \{ 0,5. f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} \})$
- Fissuration très Préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (1.2 f_e ; \max \{ 0,5. f_e ; 90\sqrt{\eta} \times f_{t28} \})$

Avec :

η = coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (**R L**)
- $\eta = 1.6$ pour les armateurs à haute adhérence (**H A**)

- **Allongement de rupture :**

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

- **Module de l'élasticité longitudinal :**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes –déformations, il sera

pris égale à : $E_s = 2.1 \cdot 10^5$ MPa

- **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « n » est donné par la formule suivante :

$$n = E_s / E_b = 15$$

n = coefficient d'équivalence

E_s = module de déformation de l'acier

E_b = module de déformation du béton

• **Les hypothèses de calcul aux états limites :**

- **Hypothèse de calcul à l'E.L.U :**

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.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de la flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de la compression simple.

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

- Hypothèse de calcul à l'E.L.S :

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 :

$$\sigma_b = E_b * \epsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \epsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$n = E_s E_b = 15$$

Chapitre II :
Prédimensionnement
des éléments
structuraux

II.1 Introduction :

Le Pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA 99/Version2003**, **BAEL 91**, **CBA93**. Le pré dimensionnement est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge verticale qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des planchers et les transmettre aux éléments verticaux (poteaux et voiles). On distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales : reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Les poutres secondaires : reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Selon les règles **BAEL 91, modifiées 99**, les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité) :

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

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

Tel que :

h : La hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

L : Longueur maximal de la poutre.

Vérification des dimensions des poutres **selon RPA 99 V.2003** (Règles Parasismiques Algériennes) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b} \geq 20 \text{ cm} \\ \mathbf{h} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.2.1 Poutre principale (Poutre porteuse):

Travée maximale dans le sens longitudinal : « entre nus des appuis » :

$L_{\max} = 510 \text{ cm}$ (Le sens x - x)

$$L = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{16} = 30 \text{ cm} \leq \mathbf{h} \leq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

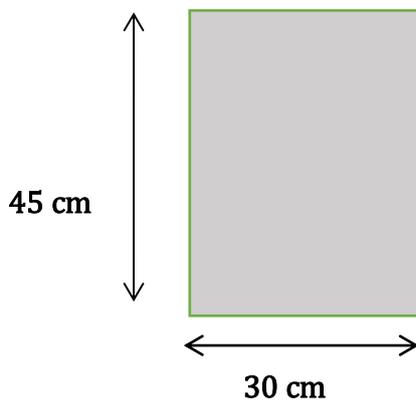
Donc on prend : $\mathbf{h} = 45 \text{ cm}$

$$0.3 \times 45 \leq \mathbf{b} \leq 0.7 \times 45$$

$$13.5 \text{ cm} \leq \mathbf{b} \leq 31.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\mathbf{b} = 30 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \mathbf{h} = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{condition vérifiées}$$



II.2.2 Poutre secondaire :

Travée maximale dans la sen transversale : « entre nus des appuis » :

$L_{\max} = 505 \text{ cm}$ (sens y - y)

$$L = 505 - 30 = 475 \text{ cm}$$

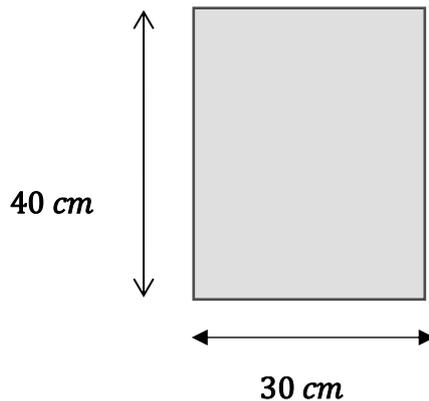
$$\frac{475}{16} = 29.688 \text{ cm} \leq h \leq \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Donc on prend : $b = 30 \text{ cm}$



Vérification des dimensions des poutres selon **RPA 99V.2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{condition vérifiées}$$

II.3 Pré-dimensionnement des planchers :

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

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

II.3.1 Plancher à corps creux :

Condition de la flèche :

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

$$L = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{25} = 19.2 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

Donc :

$$h_t = 21 \text{ cm (16+5) cm}$$

16cm : hauteur du corps creux.

5cm : épaisseur de la dalle de compression

II.3.2 Dalle pleine :

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance de feu :**

✓ $e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coup de feu.

✓ $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coup de feu.

✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coup de feu.

On adopte $e = 11 \text{ cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon **CBA93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé) l'épaisseur du plancher $e \geq 13 \text{ cm}$ pour obtenir une bonne isolation phonique.

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

- **Résistance à la flexion :**

✓ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$.

✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$.

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

La dalle se reposant sur deux appuis donc :

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

$$L_x = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{35} = 13.71 \text{ cm} \leq e \leq \frac{480}{30} = 16 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines.

II.4 Evaluations des charges et surcharges :

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

- **Charge permanente :**

II.4.1 Plancher de l'étage courant :

a. Dalle corps creux :

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher étage courant corps creux

Elément		Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Dalle de sol	1	20	0.2
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de Sable fin	0.03	18	0.54
4	Corps creux + dalle de compression	(16+5)	/	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation	0.10	/	1
G = 5,14 kN/m²				

b. Dalle pleine :

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant à dalle pleine

Elément		Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Dalle de sol	1	22	0.22
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de Sable fin	3	18	0.54
4	Dalle pleine + dalle de compression	15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloisons de séparation	1	/	1
G = 6.11 kN/m²				

II.4.2 Balcon :

Tableau II.3 : Charge permanente de la dalle pleine (Balcon)

Elément		Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Dalle de sol	1	22	0.22
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Couche de Sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	2	12	0.24
G = 4.97 kN/m²				

II.4.3 Plancher terrasse inaccessible :
a. Dalle en corps creux :

Tableau II.4 : Charge permanente de dalle en corps creux.

Elément		Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Protection en gravillon (roulé)	5	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.20
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Corps creux + dalle de compression	(16+5)	/	2.8
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
G = 6.38 kN/m²				

a. Dalle pleine :

Tableau II.5 : Charge permanente de la dalle pleine

Elément		Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Protection en gravillon (roulé)	5	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.22
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Dalle pleine	15	/	3.75
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
G = 7.33 kN/m²				

II.4.4 Maçonnerie :

a. Mur extérieur à double cloison :

Tableau II.6 : Composition de Mur extérieur

Elément		Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre	2	10	0.2
2	Brique creux	15	9	1.35
3	L'âme d'air	5	22	0.22
4	Brique creux	10	9	0.9
5	Enduit extérieur au ciment	2	18	0.36
G = 2.81 kN/m²				

Charge d'exploitation :

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

Acrotère (main courante) Q = 1,0
kN/ml

Plancher terrasse (inaccessible) Q =1,0
kN/m²

Plancher à usage habitation Q =1,5
kN/m²

Plancher à usage commerce Q = 5 kN/m²

Escaliers Q =2,5
kN/m²

Balcon Q =3,5
kN/m²

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

- Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux ; en béton armé ; ils participent à la reprise des efforts sismiques et les charges verticales (permanentes et exploitation).

- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé qui lui revenant ; et on utilise un calcul basé sur la descente de charge.

- Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

1. Étapes de calcul de pré dimensionnement :

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

2. Loi de dégression :

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

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ donnée par [DTR B.C.2.2] [3]}$$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂ ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

Tableau II.7 : Dégression des surcharges pour le poteau

Niveau	Qi (kN/m ²)	Charge d'exploitation	Σ Charge d'exploitation	Qcumulé (kN)
N1	Q ₀	1	Q ₀	1
N2	Q ₁	1.5	Q ₀ + Q ₁	2.5
N3	Q ₂	1.5	Q ₀ + 0.95 (Q ₁ +Q ₂)	3.85
N4	Q ₃	1.5	Q ₀ + 0.9 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
N5	Q ₄	1.5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.1
N6	Q ₅	1.5	Q ₀ +0,80(Q ₁ +.....+Q ₅)	7
N7	Q ₆	1.5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +.....+Q ₆)	7.75
N8	Q ₇	1.5	Q ₀ +0,714(Q ₁ +.....+Q ₇)	8.497
N9	Q ₈	1.5	Q ₀ +0,687(Q ₁ +.....+Q ₈)	9.224
RDC	Q ₉	5	Q ₀ +0,667(Q ₁ +.....+Q ₉)	12.339

2. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad [2]$$

Tel que :

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

α : Coefficient de sécurité du flambement il est fonction de l'élançement mécanique λ du poteau.

λ: élançement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).

l_f: longueur de flambement.

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

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$\left(\frac{b \cdot h^3}{12} \right).$$

B : surface de la section du béton

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

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

f_e : limite élastique de l'acier (**feE500 MPa**).

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (**f_{c28} = 30MPa**).

A_s : section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite du poteau $(a-2)^2 \text{ cm}^2 = (a-0.02) \text{ m}^2$.

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\lambda/35)^2)} \quad \text{pour} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

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

On tire de l'équation la valeur de **B_r** :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha + [f_{c28} 0.9 \gamma_b + 0.01 \times f_e \gamma_s]}$$

Pour le calcul on prend le poteau plus sollicité qui supporte la plus grande surface.

3. Calcul des différents points :

a. POTEAU CENTRALE : (2-D)

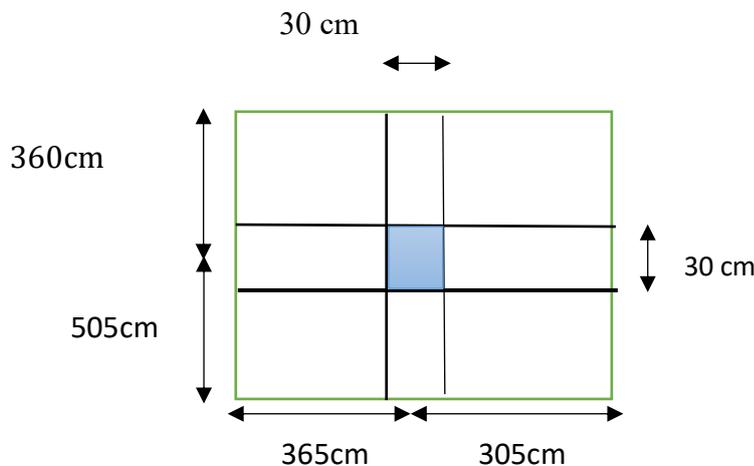


Figure II.8 : POTEAU CENTRAL

$$S = \left(\frac{3.65}{2} + \frac{3.60}{2} \right) \times \left(\frac{3.05}{2} + \frac{5.05}{2} \right) = 14.49 \text{ m}^2$$

$$L_{pp} = \left(\frac{5.05}{2} + \frac{3.05}{2} \right) - 0.3 = 3.75 \text{ m}$$

$$L_{ps} = \left(\frac{3.65}{2} + \frac{3.6}{2} \right) - 0.3 = 3.325 \text{ m}$$

• **Poids propre des poutres :**

Poutre porteuse : $[(0.45) \times (0.3)] \times 3.75 \times 25 = 12.656 \text{ kN}$

Poutre non porteuse : $[(0.40) \times (0.3)] \times 3.325 \times 25 = 9.975 \text{ kN}$

• **Poids propre des poteaux :**

Poteau terrasse : $0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.45) \times 25 = 5.87 \text{ kN}$

Poteau des étages restants : $0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.45) \times 25 = 5.87 \text{ kN}$

• **Poids propre des planchers :**

Plancher inaccessible : $14.49 \times 6.38 = 92.446 \text{ kN}$

Plancher courant : $14.49 \times 5.14 = 74.478 \text{ kN}$

▪ **Dalle pleine accessible :** $14.49 \times 6.11 = 88.533 \text{ kN}$

4. Charge permanente :

$$G = G_{ppp} + G_{pps} + G_{ps} + G_{ppQ} = 12.656 + 9.975 + 5.87 + 74.478$$

$$G_{\text{étage courante}} = 102.979 \text{ kN}$$

$$G_{\text{terrasse}} = G_{ppp} + G_{pps} + G_{ppT} + G_{ppin} = 12.656 + 9.975 + 5.87 + 92.446$$

$$G_{\text{terrasse}} = 120.947 \text{ kN}$$

5. Choix des sections des poteaux :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 35 \quad \text{Donc } a = b$$

$$B_r = (a-2)^2$$

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1.5} \times 30 = 17 \text{ Mpa}$$

$$\lambda < 50$$

$$\text{D'où } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.708$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha + \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.01 + f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{0.708 + \left[\frac{30}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.01 + 500}{1.15} \right]}$$

$$B_r \geq 0.053 \times 10^{-3} \times N_u$$

$$(a - 0.02)^2 \geq 0.053 \times 10^{-3} N_u$$

$$a \geq \sqrt{(0.053 \times 10^{-3}) N_u} + 0.02$$

Tableau II.8 : Descente des charges des poteaux

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème}	N ₁	*Terrasse inaccessible	92.446	14.49
		*Poutre principal	12.656	
		*Poutre secondaire	9.975	
		*Poteau	5.87	
		Totale	120.947	
8 ^{ème}	N ₂	*Revenant de niveau 1	120.947	36.225
		*Plancher étage courant	74.478	
		*Poutre principal	12.656	
		*Poutre secondaire	9.975	
		*Poteau	5.87	
		Totale	223.926	
7 ^{ème}	N ₃	Totale	326.905	57.96
6 ^{ème}	N ₄	Totale	429.884	79.695
5 ^{ème}	N ₅	Totale	532.863	94.185
4 ^{ème}	N ₆	Totale	635.842	108.675
3 ^{ème}	N ₇	Totale	738.821	123.165
2 ^{ème}	N ₈	Totale	841.8	137.655
1 ^{er}	N ₉	Totale	944.779	159.39
RDC	N ₁₀	Totale	1047.758	178.792
Totale	Σ	Totale	1047.758	178.792

Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux

NIV EAU	G (kN)	Gcum (kN)	Q (kN)	Qcum (kN)	Nu (kN)	a (m)	a=b (cm)	min RPA	Choix
1	120.947	120.947	1	14.49	185.013	0.119	11.9	30	30×30
2	102.979	223.926	2.5	36.225	356.64	0.157	15.7	30	30×30
3	102.979	326.905	3.85	57.96	495.66	0.182	18.2	30	30×30
4	102.979	429.884	5.05	79.695	670	0.208	20.8	30	30×30
5	102.979	532.863	6.1	94.185	860.64	0.234	23.4	30	35×35
6	102.979	635.842	7	108.675	1021.34	0.253	25.3	30	35×35
7	102.979	738.821	7.75	123.165	1182.16	0.270	27	30	40×40
8	102.979	841.8	8.497	137.655	1342.91	0.286	28.6	30	40×40
9	102.979	944.779	9.224	159.39	1514.54	0.303	30.3	30	45×45
RDC	102.979	1047.758	12.339	178.792	1682.66	0.319	31.9	30	45×45

- Vérification de critère de résistance :

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ Mpa} \qquad \frac{N_u}{Br} \leq 17 \text{ MPa}$$

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

NIVEAU	Nu (kN)	Br (cm)	Nu/Br (MPa)	conditions
1	185.013	30×30	2.0557	Vérifié
2	356.64	30× 30	3.96	vérifié
3	495.66	30×30	5.507	vérifié
4	670	30×30	7.44	vérifié
5	860.64	35×35	9.56	vérifié
6	1021.34	35×35	11.35	vérifié
7	1182.16	40×40	13.136	vérifié
8	1342.91	40×40	14.92	vérifié
9	1514.54	45× 45	16.83	vérifié
RDC	1680.66	45×45	18.674	vérifié

- Vérification de la section à ELS :

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\%B$).

η : Coefficient d'équivalence ($\eta = E_s E_b = 15$)

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (1) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28}$$

$$0,6f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Tableau II.11 : Vérification de contrainte de compression à l'ELS

Etages	N _{ser} (kN)	Choix (cm ²)	Br (mm ²)	σ _{ser}	Observation
1	135,437	30×30	90000	1,31	Vérifié
2	292,641	30× 30	90000	2,83	vérifié
3	469,405	30×30	90000	4,54	vérifié
4	663,554	30×30	90000	6,41	vérifié
5	872,923	35×35	122500	6,20	vérifié
6	1104,532	35×35	122500	7,84	vérifié
7	1225,511	40×40	160000	6,66	vérifié
8	1469,61	40×40	160000	7,99	vérifié
9	1724,239	45× 45	202500	7,40	vérifié
RDC	2024,184	45×45	202500	8,69	vérifié

II.6 Pré dimensionnements des voiles :

a. Introduction :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. b. Coupe de voile en élévation : L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être terminée ces fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante :

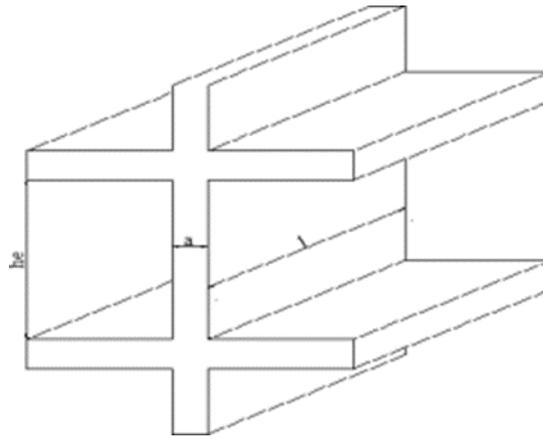


Figure II.10 : Schéma de voile

S'agissant de notre projet on a pour $a \geq h_e/20$

h_e : la hauteur libre d'étage. $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$

Tableau II.14 : l'épaisseur des voiles.

	RDC	Etage courant
h_e (cm)	306 – 45	306 - 45
a (cm)	13,05	13,05

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: **$a = 20$ cm.**

Chapitre III :
Etude dynamique
en zone sismique

III.1 Introduction :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS Version 20.0.0** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

III.2 Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe . C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

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

III.2.2 Modélisation de la masse

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta.Q)$ imposée par les RPA99 version 2003 avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation (mass source).

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 kN/m^3 .

La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

III.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

III.3.1 La méthode statique équivalente**a. Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Condition d'application

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au ne dépasse pas à 48 m en zones I et II et à 30,60m en zones IIb.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone IIb

- Groupe d'usage 2.
- Groupe d'usage 3 et 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

La hauteur de notre structure (zone **IIb** groupe d'usage **2**) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99Art4.1.2). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

III.3.2 La méthode modale spectrale

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

a. Principe

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

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

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

b. Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

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

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

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

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

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \end{cases} \dots\dots\dots (4.13) [1]$$

$$2.5\eta (1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$2.5\eta (1.25A)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) \quad T > 3.0s$$

- **Représentation graphique de spectre de réponse**

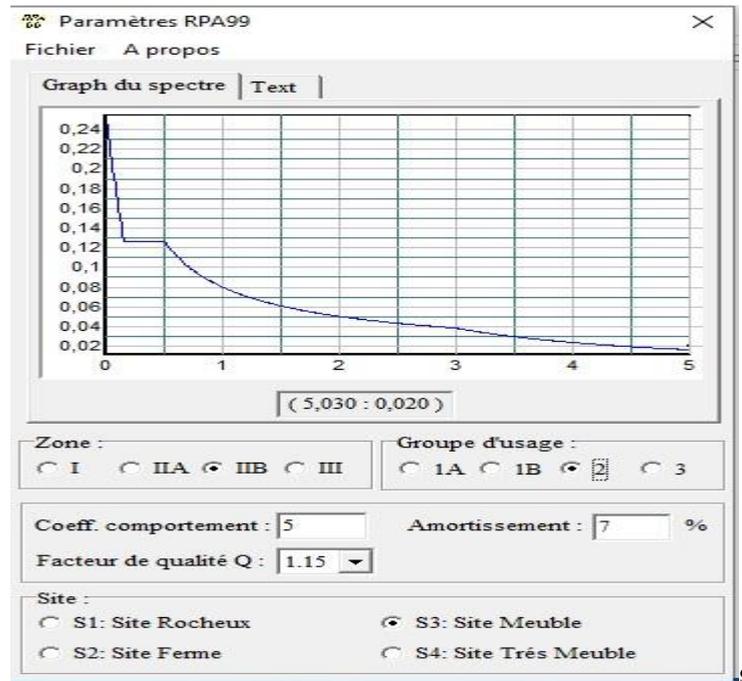


Figure III.1 : Représentation graphique Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

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

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

Q : Facteur de qualité.

III.4 Résultante des forces sismiques de calcul :

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

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

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

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

III.4.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots [1]$$

A : coefficient d'accélération de zone

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique : IIb

Donc :

A = 0.2

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} [1]$$

T2: période caractéristique, associé à la catégorie du site et donné par le **tableau 4.7**

Catégorie S3 → site meuble { $T1 = 0.15 \text{ sec}$
 $T2 = 0.50 \text{ sec}$

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

Avec :

$$\xi = 7 \%$$

On a : $\eta = 0.882$

III.4.2 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

Selon le RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min (T=CT \times hN^{3/2} ; T= 0.09 \frac{hN}{\sqrt{D}})$$

hN : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

hN = 30.60 m

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 page 42 RPA99.

CT = 0.05

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Dx = 41.93 \text{ m} \\ Dy = 18.30 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T = CT \times hN^{3/4} = 0.05 \times 30.60^{3/4} = 0.651s$$

- Suivant direction (x - x) : $T_x = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{41.93}} = 0.425s$

- Suivant direction (y - y) : $T_y = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{18.30}} = 0.643s$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,651 ; 0,425) = 0,425s \rightarrow 1.3T_x = 1.3 \times 0.425 = 0.552s$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,651 ; 0,643) = 0,643s \rightarrow 1.3T_y = 1.3 \times 0.643 = 0.835s$

III.4.3 Coefficient de comportement global de la structure R :

R : Coefficient de comportement

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

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

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

III.4.4 Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

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

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i q_i = 1 \quad [1]$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (**RPA 99 V2003**).

Tableau III.3 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
1. conditions minimales sur les files de contreventement	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 la qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	oui	0

$$Q//xx = 1 + (0,05+0,05+0,05+0+0) = 1.15$$

$$Q//yy = 1 + (0,05+0,05+0,05+0+0) = 1.15$$

- Poids total de la structure W :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher « i ».

WGi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99 V2003).

$\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

III.5 Résultats de l'analyse sismique :

III.5.1 Modèle final: Suite a plusieurs tâtonnements sur la disposition et nombre de voiles nous avons aboutie à ce modèle final.

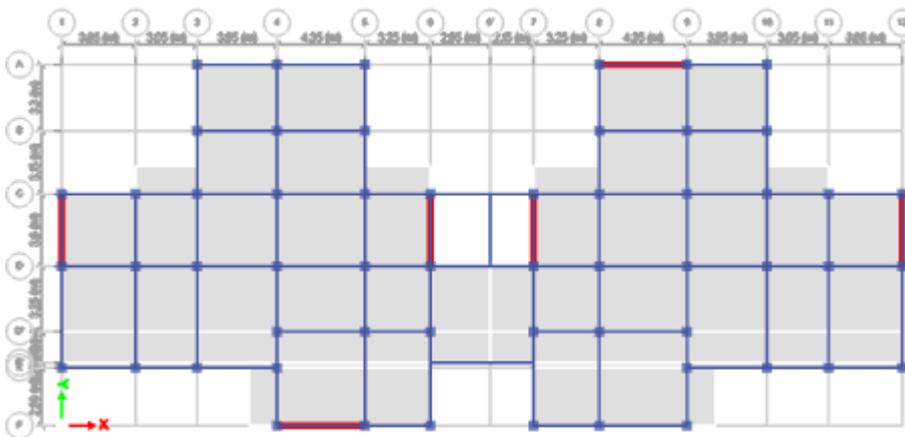


Figure III.3 : Vue en plan RDC .

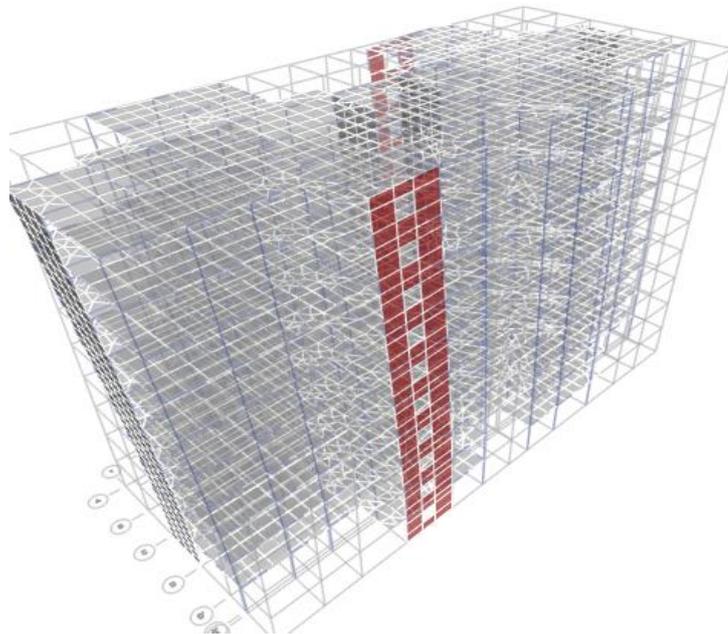
a. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

Tableau III.4: Participation massique du modèle initial

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0.855	0.682	0.005	0.682	0.005
Modal	2	0.819	0.0052	0.6641	0.6872	0.6691
Modal	3	0.72	0.0006	1.419E-05	0.6878	0.6691
Modal	4	0.25	0.1752	4.217 E-05	0.863	0.6692
Modal	5	0.221	3.151E -05	0.1807	0.8631	0.8499
Modal	6	0.182	0.0002	0	0.8633	0.8499
Modal	7	0.12	0.0671	1.671 E-06	0.9304	0.8499
Modal	8	0.099	0.754E-07	0.073	0.9304	0.9229

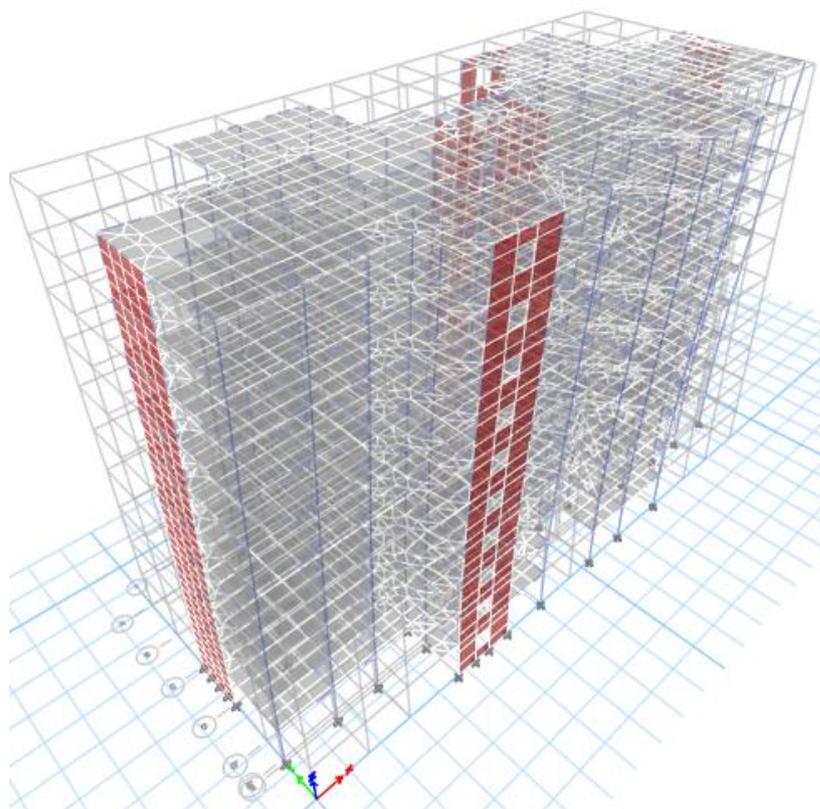
- Une période fondamentale : **T = 0.855 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8ème** mode.
- Le 1er mode est un mode de translation (x-x)
- Le 2ème mode est un mode de translation (y-y)
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,854705738741729



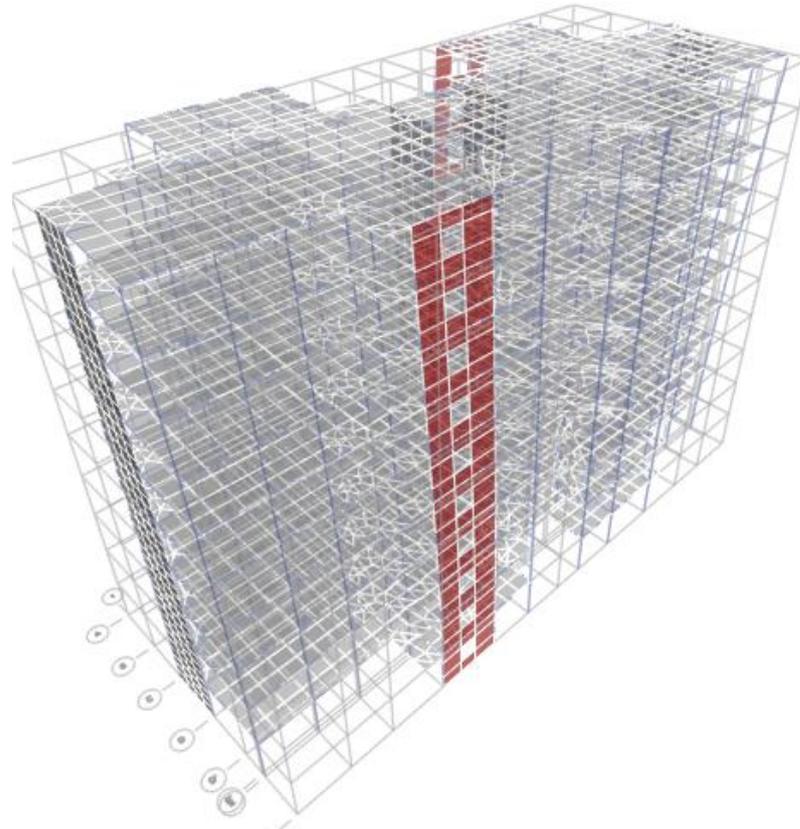
Le 1er mode : translation (x-x)

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,819185715821243



Le 2ème mode : translation (y-y).

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,720351234296229



Le 3ème mode : mode de rotation.

III.5.2 Calcul de la force sismique total :

D'après le fichier des résultats ETABS on a :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- Calcul de **D** :

$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.425} \right)^{2/3} = 2.457$$

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.643} \right)^{2/3} = 1.864$$

$$W = 55596.2372 \text{ kN} \begin{cases} V_x=6283,6 \text{ kN} \rightarrow 0.8V_x=5026,88 \text{ kN} \\ V_y=4767,04 \text{ kN} \rightarrow 0.8V_y=3813,64 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau III.5 : Vérification sismique

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	Vs (kN)	0,8Vs (kN)
X-X	0.2	2.457	1.15	5	55596.2372	6283.597	5026.88
Y-Y	0.2	1.864	1.15	5	55596.2372	4767.043	3813.64

III.5.3 Vérification de l'effort tranchant : à la base Art 4.3.6 RPA99 V 2003

$$\begin{cases} E_x=3962.1042 \text{ kN} < 0.8V_x=5026.87 \text{ kN} \\ E_y=4002.557 \text{ kN} > 0.8V_y=3813.635 \text{ kN} \end{cases}$$

Sens	0.8V	EX NV	R	Obs
EX	5026.87	5031.8741	1.27	OUI

III.5.4. Vérification des déplacements inter-étage : Art 4.43 RPA99 V 2003

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement relatif de l'étage ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau III.6 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x

Etages	X-Dir δ_k (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1% h_e (mm)	Obs
9 ^{eme}	32,793	163,965	18,04	3060	30.6	Cv
8 ^{eme}	29,185	145,925	19,345	3060	30.6	Cv
7 ^{eme}	25,316	126,58	19,605	3060	30.6	Cv
6 ^{eme}	21,395	106,975	20,185	3060	30.6	Cv
5 ^{eme}	17,358	86,79	19,44	3060	30.6	Cv
4 ^{eme}	13,47	67,35	18,86	3060	30.6	Cv
3 ^{eme}	9,698	48,49	16,85	3060	30.6	Cv
2 ^{eme}	6,328	31,64	14,665	3060	30.6	Cv
1 ^{er}	3,395	16,975	11,025	3060	30.6	Cv
RDC	1,19	5,95	5,95	3060	30.6	cv

Tableau III.7 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y

Etages	Y-Dir δ_k (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	h étage (mm)	1% h_e (mm)	Obs
9 eme	24,225	121,125	13,87	3060	30.6	Cv
8eme	21,451	107,255	15,095	3060	30.6	Cv
7eme	18,432	92,16	15,235	3060	30.6	Cv
6eme	15,385	76,925	15,315	3060	30.6	Cv
5eme	12,322	61,61	14,7	3060	30.6	Cv
4eme	9,382	46,91	13,86	3060	30.6	Cv
3eme	6,61	33,05	12,215	3060	30.6	Cv
2eme	4,167	20,835	10,165	3060	30.6	Cv
1^{er}	2,134	10,67	7,22	3060	30.6	Cv
RDC	0,69	3,45	3,45	3060	30.6	cv

III.5.5 Vérification du critère de l'effort normal : Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton. (G+Q+E)

Bc : l'aire (section brute) de cette dernière.

fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau III.8 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Etages	Nd (N)	(a×b) cm ²	Fc28 (MPa)	u	Obs
9,8 ^{eme}	296,805	(30*30)	30	0,11	CV
7,6 ^{eme}	605,8272	(35*35)		0,16	CV
5,4 ^{eme}	940,3774	(40*40)		0,20	CV
3,2 ^{eme}	1291,3277	(45*45)		0,21	CV
1 ^{er} RDC	1609,4808	(50*50)		0,22	CV

III. 5.6 Vérification de l'effet P-Δ :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Pk = Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$Pk = \sum_{i=k}^n (Wgi + \beta Wqi)$$

Vk : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δk : déplacements relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau III.9 : Vérification de l'effet P- Δ sens X-X

Niveau	p_k (kn)	Δk (mm)	v_k (kn)	h_k (mm)	θ	obs
9 ^{eme}	5482,0759	13,87	977,4652	3060	0,02542136	cv
8 ^{eme}	10733,5604	15,095	1627,4565	3060	0,032534648	cv
7 ^{eme}	16096,5983	15,235	2130,1289	3060	0,037622639	cv
6 ^{eme}	21459,6362	15,315	2568,3614	3060	0,041817859	cv
5 ^{eme}	26982,533	14,7	2932,3235	3060	0,044204527	cv
4 ^{eme}	32505,4299	13,86	3249,3235	3060	0,045311117	cv
3 ^{eme}	38196,1535	12,215	3514,9533	3060	0,043378259	cv
2 ^{eme}	43886,877	10,165	3728,9553	3060	0,039096102	cv
1 ^{er}	49739,5755	7,22	3905,1798	3060	0,030052237	cv
RDC	55596,2372	3,45	4002,557	3060	0,015660497	cv

Tableau III.10 : Vérification de l'effet P- Δ sens y-y

Niveau	pk (kn)	Δk (mm)	vk (kn)	hk (mm)	θ	obs
9 ^{eme}	5482,0759	18,04	1189,1389	3060	0,02717863	cv
8 ^{eme}	10733,5604	19,345	2010,2299	3060	0,033755565	cv
7 ^{eme}	16096,5983	19,605	2656,3842	3060	0,038822959	cv
6 ^{eme}	21459,636	20,185	3194,858	3060	0,044307589	cv
5 ^{eme}	26982,533	19,44	3656,6371	3060	0,046878714	cv
4 ^{eme}	32505,4299	18,86	4058,2745	3060	0,049366775	cv
3 ^{eme}	38196,1535	16,85	4404,663	3060	0,047751325	cv
2 ^{eme}	43886,877	14,665	4688,1069	3060	0,044863981	cv
1 ^{er}	49739,5755	11,025	9403,3878	3060	0,019057894	cv
RDC	55596,2372	5,95	5031,8741	3060	0,021483804	cv

III.6 Vérification des conditions du facteur de comportement R :

- Justification du choix du coefficient de comportement du ce modèle :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et portique avec justification d'interaction portiques-voiles (**système 4.a**) ainsi définie par le **RPA99 v2003**.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticale.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement la charge horizontale proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

- Justification des voiles sous charge verticale :

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS.

L'effort normal total à la base de la structure P_{Tot}

L'effort normal à la base repris par les voiles P_{voiles}

$$\frac{P_{voile}}{P_{tot}} < 20\%$$

Tableau III .11 : Justification des voiles sous charge verticale

	Ptot (kN)	Pvoile (kN)	Pourcentage	Justification
EFFORT (voile)	54549.2914	8235.5134	15.09	OUI

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors le choix du coefficient de comportement global (**R = 5**) est justifié.

CHAPITRE IV :
FERRAILLAGE
DES ELEMENTS
RESISTANTS

IV.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99** version **2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

IV.2 Ferrailage des poteaux

IV.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $c_{28}=30MPa$; $\sigma_{bc}=17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435MPa$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $c_{28}=30MPa$; $\sigma_{bc}=22,17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500MPa$

IV.2.2 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

Situation durable :

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max} , M_{corr}).
- 2- (M_2, N_{corr})
- 3- (M_3, N_{corr})
- 4- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{min} , M_{corr}).

IV.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99** version **2003**, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,8\% < \frac{AS}{B} < 3\% \dots\dots\dots \text{Zone courante (ZC)}$$

$$0,8\% < \frac{AS}{B} < 6\% \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement (ZR)}$$

Avec :

As : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 40Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

IV.2.4 Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

a. Situation accidentelle :

- Combinaison : **ELA**

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

a. (Nmax, Mcorr) :

Tableau IV.1 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmax, Mcorr)

Niveaux	Sections (cm ²)	Nmax (kN)	Mcorr (kN.m)	Sollicitation	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	50*50	-1609.48	-38.0557	SEC	0	0	22.5
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	45*45	-1291.327	-53.7886	SEC	0	0	18.22
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	40*40	-940.37	-56.5358	SEC	0	0	14.40
6 ^{eme} ,7 ^{eme}	35*35	-605.8272	-46.3151	SEC	0	0	11.025
8 ^{eme} ,9 ^{eme}	30*30	-296.805	-29.4091	SEC	0	0	8.10

b. (M₂, Ncorr) :

Tableau IV.2 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M₂, Ncorr).

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₂ (kN)	Ncorr (kN.m)	Sollicitation	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	50*50	78.6447	-792.1082	SEC	0	0	22.5
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	45*45	98.9213	-581.7586	SEC	0	0	18.22
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	40*40	98.9239	-409.8816	SPC	1.65	0	14.40
6 ^{eme} ,7 ^{eme}	35*35	81.5173	-252.278	SPC	3.12	0	11.025
8 ^{eme} ,9 ^{eme}	30*30	57.0734	-92,159	SPC	3,89	0	8.10

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

c.(M₃, Ncorr) :

Tableau IV.3 : Ferrillages des poteaux carrées situation accidentelle (M₃, Ncorr).

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₃ (kN)	Ncorr (kN.m)	Sollicitation	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	50*50	-91.0211	- 1063.7667	SEC	0	0	22.5
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	45*45	- 111.6562	-787.4628	SEC	0	0	18.22
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	40*40	- 107.8264	-537.2515	SPC	0.99	0	14.40
6 ^{eme} ,7 ^{eme}	35*35	-86.2961	-312.7743	SPC	2.89	0	11.025
8 ^{eme} ,9 ^{eme}	30*30	-57.6842	-107.0112	SPC	3,79	0	8.10

d.(Nmin, Mcorr) :

Tableau IV.4 : Ferrillages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmin, Mcorr).

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{min} (kN)	Mcorr (kN.m)	Sollicitation	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	50*50	182.62	6.49	SPC	2.15	1.5	22.5
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	45*45	186.98	43.34	SPC	4.27	0	18.22
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	40*40	127.97	53.31	SPC	4.54	0	14.40
6 ^{eme} ,7 ^{eme}	35*35	63.36	0.2002	SPC	0.65	0.62	11.025
8 ^{eme} ,9 ^{eme}	30*30	21.94	25.43	SPC	2.35	0	8.10

b. Situation durable :

- Combinaison : **ELU**

b.(N_{max}, M_{corr}) :

Tableau IV.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N_{max}, M_{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.m)	Sollicitation	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC , 1^{er}	50*50	-1868.503	4.17	SEC	0	0	22.5
2^{eme} ,3^{eme}	45*45	-1477.79	8.98	SEC	0	0	18.22
4^{eme} ,5^{eme}	40*40	-1103.57	7.2349	SEC	0	0	14.40
6^{eme} ,7^{eme}	35*35	-740.519	5.52	SEC	0	0	11.025
8^{eme} ,9^{eme}	30*30	-381.712	4.1235	SEC	0	0	8.10

b. (M₂, N_{corr}) :

Tableau IV.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M₂, N_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₂ (kN)	N _{corr} (kN.m)	Sollicitation	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC , 1^{er}	50*50	27.9138	-1547.38	SEC	0	0	22.5
2^{eme} ,3^{eme}	45*45	27.5954	-695.48	SEC	0	0	18.22
4^{eme} ,5^{eme}	40*40	30.2165	-475.53	SEC	0	0	14.40
6^{eme} ,7^{eme}	35*35	30.5423	-265.229	SEC	0	0	11.025
8^{eme} ,9^{eme}	30*30	30.7302	-65.82	SPC	2.15	0	8.10

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

d.(M₃, Ncorr) :

Tableau IV.7 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M₃, Ncorr).

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₃ (kN)	Ncorr (kN.m)	Sollicitation	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	50*50	-29.70	-1191.149	SEC	0	0	22.5
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	45*45	-27.091	-927.33	SEC	0	0	18.22
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	40*40	-29.459	-698.465	SEC	0	0	14.40
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	35*35	-28.755	-414.718	SEC	0	0	11.025
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	30*30	-23.756	-140.741	SPC	0.49	0	8.10

d. (Nmin, Mcorr) :

Tableau IV.8 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Nmin, Mcorr).

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{min} (kN)	Mcorr (kN.m)	Sollicitation	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	50*50	-663.843	-13.29	SEC	0	0	22.5
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	45*45	-495.50	-12.95	SEC	0	0	18.22
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	40*40	-335.03	-12.002	SEC	0	0	14.40
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	35*35	-185.1	-10.38	SEC	0	0	11.025
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	30*30	-48.48	-8.15	SPC	0.09	0	8.10

IV.2.5. Choix des armatures

Tableau IV.9 : Choix des armatures des poteaux carrées.

Niveaux	Sections (cm ²)	Ascal/face (cm ²)	Asmin (cm ²)	Asmax (ZC) (cm ²)	Asmax (ZR) (cm ²)	Choix des armatures	As adp (cm ²)
RDC , 1 ^{er}	50*50	2.15	22.5	100	150	12T16	24.13
2eme,3eme	45*45	4.27	18.22	81	121.5	4T16+8T14	20.35
4eme,5eme	40*40	4.54	14.40	64	96	12T14	18.47
6eme,7eme	35*35	3.12	11.025	49	73.50	12T14	18.47
8eme,9eme	30*30	3.89	8.10	36	54	12T14	18.47

IV.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :** On doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$$

- Acier : Fissuration peu préjudiciable Pas de vérification

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi s = \text{Min} [23 f_e ; \text{max} (0,5 f_e ; 110 \eta f_{t28})]$

Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250 MPa$.

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Combinaison : **ELS (G+Q)**
- a. (N_{max}, M_{corr}) :

Tableau IV.10 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{serMIN}, M_{sercorr})

Niveaux	Section (cm ²)	N _{serMIN} (kN)	M _{sercorr} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC , 1er	50*50	-486.85	-9.72	0.52	18	10.44	250	CV
2eme,3eme	45*45	-363.28	-9.47	0.69	18	13.44	250	CV
4eme,5eme	40*40	-245.61	-8.77	0.87	18	15.56	250	CV
6eme,7eme	35*35	-135.72	-7.58	1.05	18	15.64	250	CV
8eme,9eme	30*30	-35.61	-5.96	1.21	18	14.65	250	CV

Tableau IV.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{sermax}, M_{sercorr})

Niveaux	Section (cm ²)	N _{sermax} (kN)	M _{sercorr} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC , 1er	50*50	-1360.251	3.0129	0.16	18	3.24	250	CV
2eme,3eme	45*45	-1075.88	6.498	0.47	18	9.22	250	CV
4eme,5eme	40*40	-803.568	5.228	0.53	18	9.77	250	CV
6eme,7eme	35*35	-539.4725	3.9895	0.56	18	8.67	250	CV
8eme,9eme	30*30	-278.57	2.975	0.61	18	7.70	250	CV

a. (Mmax, Ncorr) :

Tableau IV.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Mser², Nsercorr)

Niveaux	Section n (cm ²)	M _{ser} ² (kN)	N _{ser} ^{corr} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
RDC , 1er	50*50	20.3865	-1129.9	1.10	18	21.91	250	CV
2eme,3eme	45*45	20.154	-510.153	1.47	18	28.60	250	CV
4eme,5eme	40*40	22.058	-348.749	2.20	18	39.14	250	CV
6eme,7eme	35*35	22.295	-194.498	3.08	18	46	250	CV
8eme,9eme	30*30	22.453	-48.2608	4.55	18	55.20	250	CV

Tableau IV.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Mser³, Nsercorr)

Niveaux	Section n (cm ²)	M _{ser} ³ (kN)	N _{ser} ^{corr} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
RDC , 1er	50*50	-21.523	-867.69	1.16	18	23.13	250	CV
2eme,3eme	45*45	-19.631	-675.482	1.43	18	27.86	250	CV
4eme,5eme	40*40	-21.437	-508.92	2.17	18	40.07	250	CV
6eme,7eme	35*35	-20.927	-302.35	2.89	18	43.18	250	CV
8eme,9eme	30*30	-17.308	-103.0274	3.51	18	42.55	250	CV

IV.2.7 Vérification De L'effort Tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ poteaux carrés}$$

Où

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91.

$\bar{\tau}_u \leq Mi(0,13 f_{c28}; 5MPa) \dots \dots \dots$ Fissuration peu préjudiciable

$\bar{\tau}_u \leq Mi(0,10 f_{c28}; 4MPa) \dots \dots \dots$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Selon RPA99 ver.03 $\bar{\tau}_u = \rho d f_{c28}$

$\rho d = 0,075 \dots \dots \dots$ si l'élanement $\lambda_g \geq 5$

$\rho d = 0,040 \dots \dots \dots$ si l'élanement $\lambda_g < 5$

Avec :

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau est donné par : } \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Lf : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteaux carrés :

Tableau IV.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Tu (kN)	τu (MPa)	λg	ρd	τ̄u RPA (MPa)	τ̄u BAEL (MPa)	Vérification
RDC , 1er	50*50	54.5719	0.242	4.28	0.04	1.2	3	CV
2eme,3eme	45*45	73.216	0.401	4.76	0.04	1.2	3	CV
4eme,5eme	40*40	72.506	0.503	5.35	0.04	1.2	3	CV
6eme,7eme	35*35	58.693	0.531	6.12	0.04	1.2	3	CV
8eme,9eme	30*30	40.534	0.5	7.14	0.04	1.2	3	CV

IV.2.8 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles du RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93 [4]

$$\left[\begin{array}{l}
 St \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\
 \varphi t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi l\right) \\
 \frac{At f_e}{b St} \geq \text{Min}(\tau_{u2}; 0,4\text{MPa})
 \end{array} \right.$$

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

St : Espacement des armatures transversales.

$\emptyset t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset l$: Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

At : Section d'armatures transversales.

St : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda g < 5$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par : $\lambda g = \frac{l_f}{a}$

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$St \leq \min(10\emptyset l; 15\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone IIa).}$$

$$St \leq 15\emptyset l \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone IIa).}$$

Où $\emptyset l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{At}{bst}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \lambda g \geq 5 \text{ 0,3\%} \\ \text{si } \lambda g \leq 3 \text{ 0,8\%} \end{array} \right.$$

si $3 < \lambda g < 5$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau IV.15 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC , 1 ^{er}	50*50	12T16	16	10	20
2eme,3eme	45*45	4T16+8T14	14	10	15
4eme,5eme	40*40	12T14	14	10	15
6eme,7eme	35*35	12T14	14	10	15
8eme,9eme	30*30	12T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau IV.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées.

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g (%)	Pa	Tumax (kN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	Choix	Choix As ^{adap} (cm ²)
RDC , 1er	50*50	2.142	4.28	3.75	54.57	N	10	0.818	4T8	2.01
						C	20	1.637	4T8	2.01
2eme,3eme	45*45	2.142	4.76	3.75	73.216	N	10	1.22	4T8	2.01
						C	15	1.83	4T10	2.01
4eme,5eme	40*40	2.142	5.35	2.5	72.506	N	10	0.906	4T8	2.01
						C	15	1.359	4T8	2.01
6eme,7eme	35*35	2.142	6.12	2.5	58.69	N	10	0.838	4T8	2.01
						C	15	1.257	4T8	2.01
8eme,9eme	30*30	2.142	7.14	2.5	40.534	N	10	0.675	4T8	2.01
						C	15	1.034	4T8	2.01

IV.2.9 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone IIb.

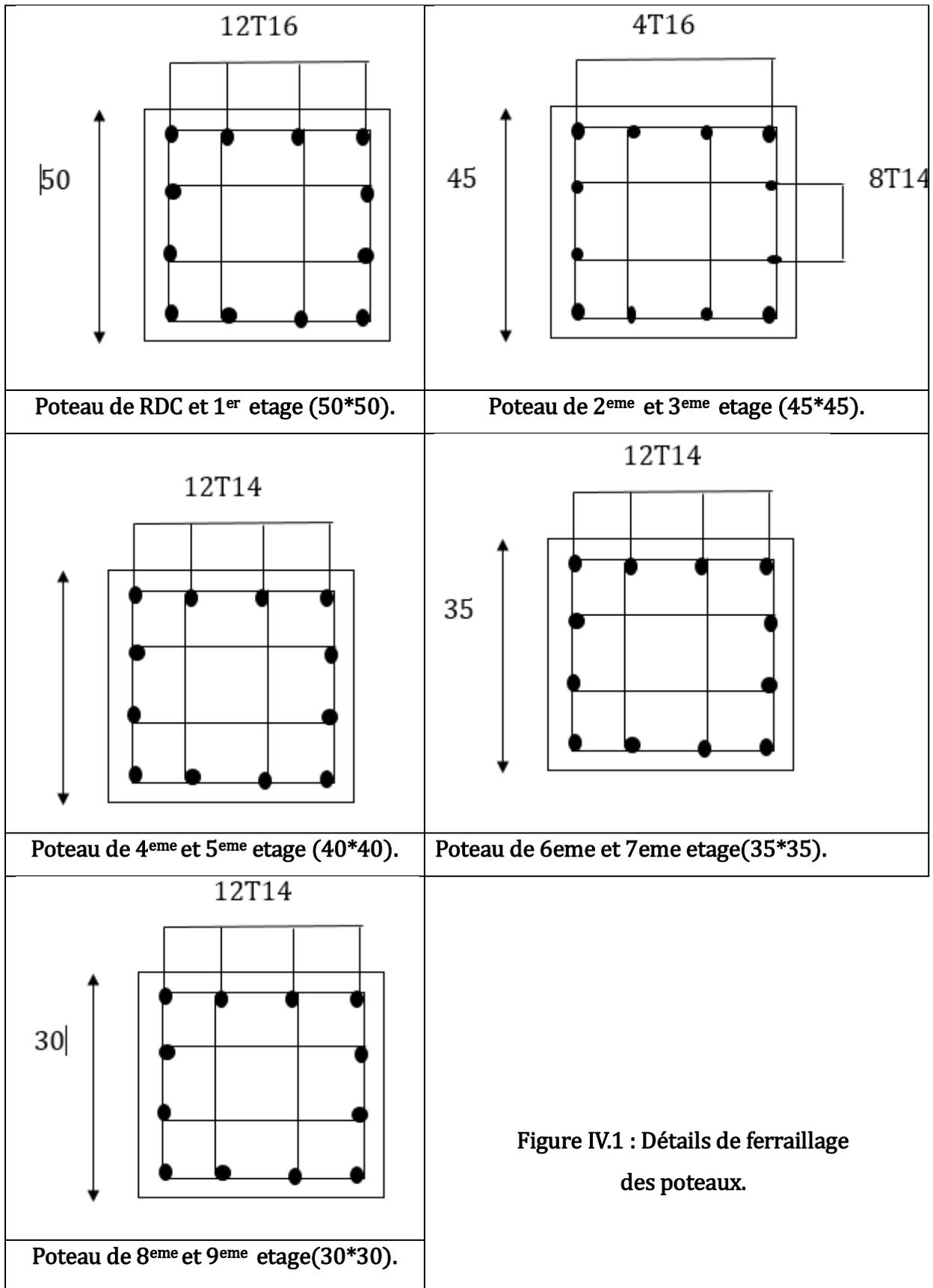
Pour :

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

IV.2.10 Schéma de ferrailage de poteaux



IV.3 Ferrailage des poutres

IV.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93

Situation durable :

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

IV.3.3 Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse de : 30*45 cm²
- Poutre non porteuse de : 30*40 cm²

1. Sens porteur 30x45

a. **Situation durable : 1,35G+1,5Q**

ELU :

Tableau IV.15 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etage courant	30×45	Tarvée	52.439	3.08	0
		Appui	-70.5022	4.19	0
Terrasse	30×45	Travée	57.558	3.39	0
		Appui	-80.3697	4.82	0

b. **Situation accidentelle : ELA**

Tableau IV.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etage courant	30×45	Tarvée	139.2325	7.31	0
		Appui	-182.6184	9.8	0
Terrasse	30×45	Travée	75.0693	3.83	0
		Appui	-124.3588	6.48	0

2. Sens non porteur 30×40**a. Situation durable : 1,35G+1,5Q :ELU****Tableau IV.17** : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etage courant	30×45	Tarvée	42.4453	2.85	0
		Appui	-43.614	2.93	0
Terrasse	30×45	Travée	44.3961	2.99	0
		Appui	-36.6198	2.45	0

ELA :

Tableau IV.18 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etage courant	30×40	Tarvée	74.0066	4.34	0
		Appui	-101.6547	6.07	0
Terrasse	30×40	Travée	39.8422	2.29	0
		Appui	-81.3356	4.8	0

IV.3.4 Choix d'armature

Tableau IV.19 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	AS (ZC) (cm ²)	AS (ZR) (cm ²)	ASmin (cm ²)	AS ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	AS ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30×45	Tarvée	139.2325	54	81	6.75	7.31	5T14	7.70
		Appui	-182.6184				9.8	5T16	10.05
Terrasse	30×45	Travée	75.06	54	81	6.75	3.83	3T14	4.62
		Appui	-124.35				6.48	5T14	10.05

Tableau IV.20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*40).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	AS (ZC) (cm ²)	AS (ZR) (cm ²)	ASmin (cm ²)	AS ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	AS ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30×40	Tarvée	74.006	48	72	6	4.34	5T14	7.70
		Appui	-101.65				8.07	5T16	10.05
Terrasse	30×40	Travée	44.39	48	72	6	2.99	3T14	4.62
		Appui	-81.33				4.8	5T14	7.70

IV.3.5 Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,4 \text{MPa} \quad ; f_e = 500 \text{MPa}$$

Tableau IV.21 : Vérification de condition de non fragilité.

Type	Section (cm ²)	As (min)hoix (cm ²)	Asmin (cm ²)	Observation
Poutre porteuse	30×45	4.62	1.34	Vérifiée
Poutre non porteuse	30×40	4.62	1.2	Vérifiée

IV.3.6 Vérification des contraintes à l'ELS

a. Sens porteur 30x45

Tableau IV.22 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30×45	Tarvée	38.0637	4.99	18	138.24	250	Vérifier
		Appui	-52.4288	6.29	18	148.02	250	Vérifier
Terrasse	30×45	Travée	42.0421	5.51	18	152.69	250	Vérifier
		Appui	-58.3101	7	18	164.62	250	Vérifier

b. Sens non porteur 30x40

Tableau IV.23 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	Tarvée	31.0419	4.95	18	127.63	250	Vérifier
		Appui	- 31.9193	4.67	18	102.07	250	Vérifier
Terrasse	30x40	Travée	32.4893	5.18	18	133.58	250	Vérifier
		Appui	- 26.7182	3.91	18	85.44	250	Vérifier

V. Vérification thermique :

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous m'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots (1)$$

$$\delta = \Delta L / l_0 \dots\dots\dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\delta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable dans le domaine élastique

$$\text{Son expression est : } \sigma = E. \delta \dots\dots\dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E. \alpha. \Delta T \dots\dots\dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20c$)

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E = 34179,55 \text{MPa}$)

Donc :

$$\sigma_t = 34179,55. 10^{-5}. 20 = 6,83 \text{MPa}$$

Remarque :

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité (poutre de rives), les plus exposées à la variation de température.

1. Poutres principale 30x45 :

Tableau : Vérification des poutres principale l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30×45	Travée	42.04	5.51	18	152.68	250	Vérifier
		Appui	-58.31	7.64	18	211.77	250	Vérifier

Tableau : Vérification des poutres secondaire l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30×40	Travée	33.40	5.32	18	137.32	250	Vérifier
		Appui	-51.28	8.18	18	210.84	250	Vérifier

IV.3.7 Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u \leq \min (0,1.f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable) Selon le BAEL91 modifié

a. Sens porteur 30x45**Tableau IV.24** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse.

Niveaux	Section (cm ²)	T _{umax} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x45	-143.9945	1.33	3	OK
Terasse	30*45	-84.3882	0.78	3	OK

b. Sens non porteur 30x40**Tableau IV.25** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T _{umax} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	-86.5099	0.8	3	OK
Terasse	30*40	-52.1745	0.48	3	OK

IV.3.8 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (fe = 500MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :
$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = Mi(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28K}}{0,8f_e} \quad (K=1) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq Ma(\tau_u; 0,4MPa) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :
$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq Mi(h/4; 12\phi_l) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq h/2 \dots \dots \dots \text{Zone} \\ \text{courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_t \leq Mi\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,2cm$

On prend : $\phi_t = 8mm$

Tableau IV.26 : Choix des armatures transversales pour les poutres.

Sens	Section (cm ²)	Tu (kN)	τu (MPa)	BAEL91	RPA99		Stadp (cm)		At (cm ²)	Choix
				St (cm)	St (cm) ZN	St (cm) ZC	ZN	ZC		
Poutre porteuse	30*45	134.99	1.33	36.45	11.25	22.5	10	20	1.33	2T8
Poutre non porteuse	30*40	86.50	0.8	32.4	10	20	10	20	0.8	2T8

IV.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50 \varnothing$ (Zone IIb). L_r : longueur de recouvrement

On a :

$\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

$\varnothing = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

IV.3.10 Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures $h' \geq \begin{cases} Lx4 \text{ Appui en travée de rive} \\ Lx5 \text{ Appui en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L_{max} = \max (L_{droite}, L_{gauche})$

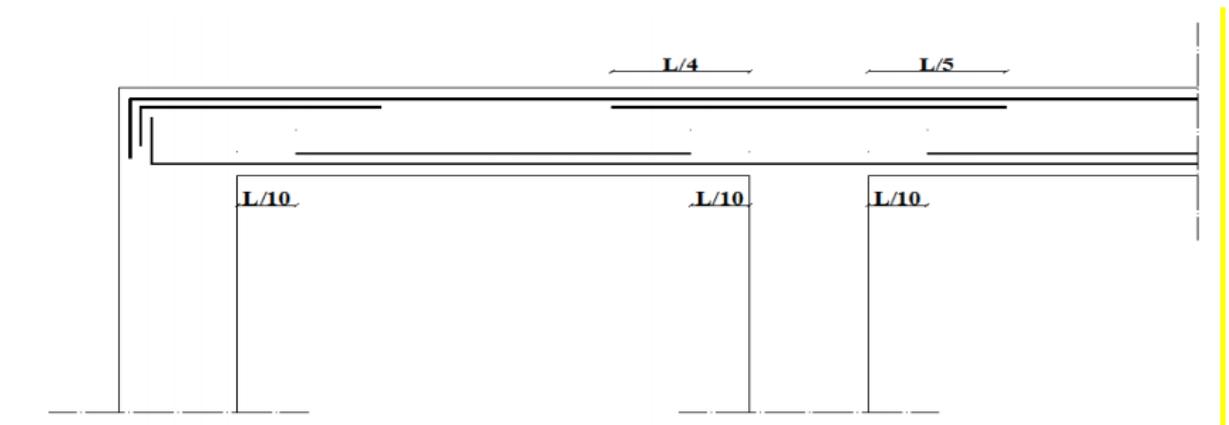


Figure V.2 : Arrêt des barres.

IV.3.11 Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T \leq f_{adm}$

Tel que :

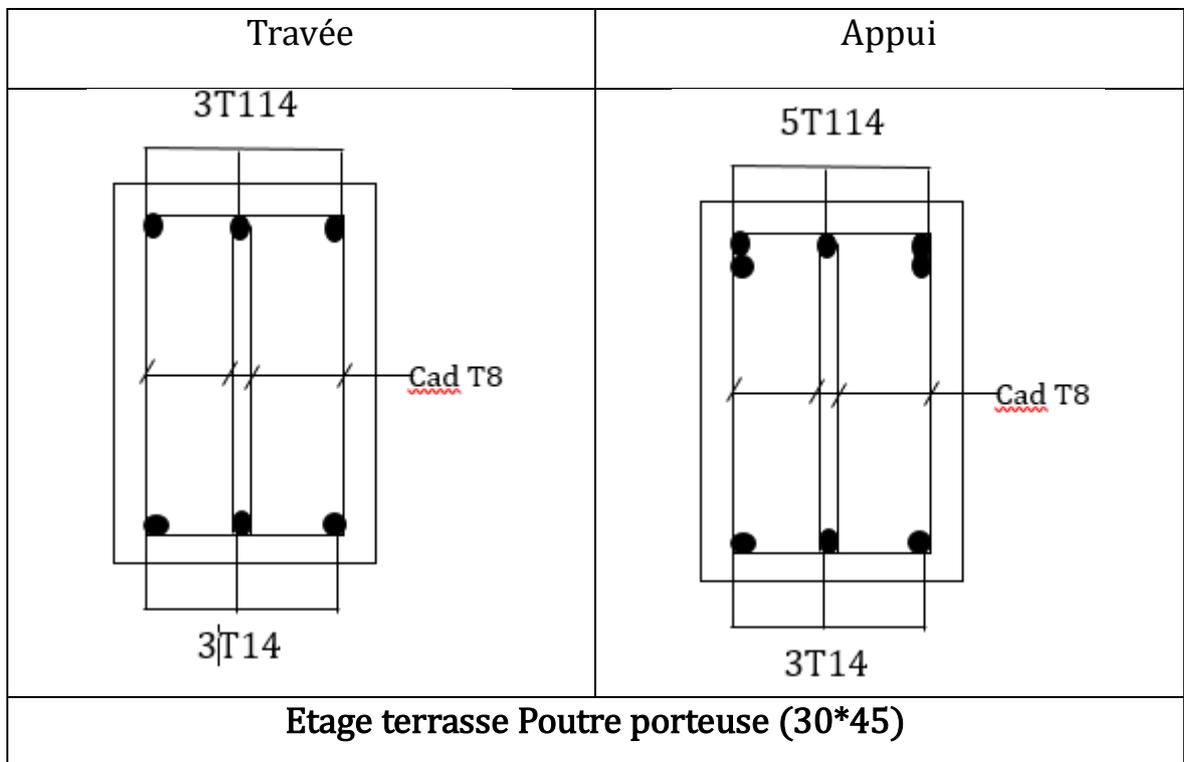
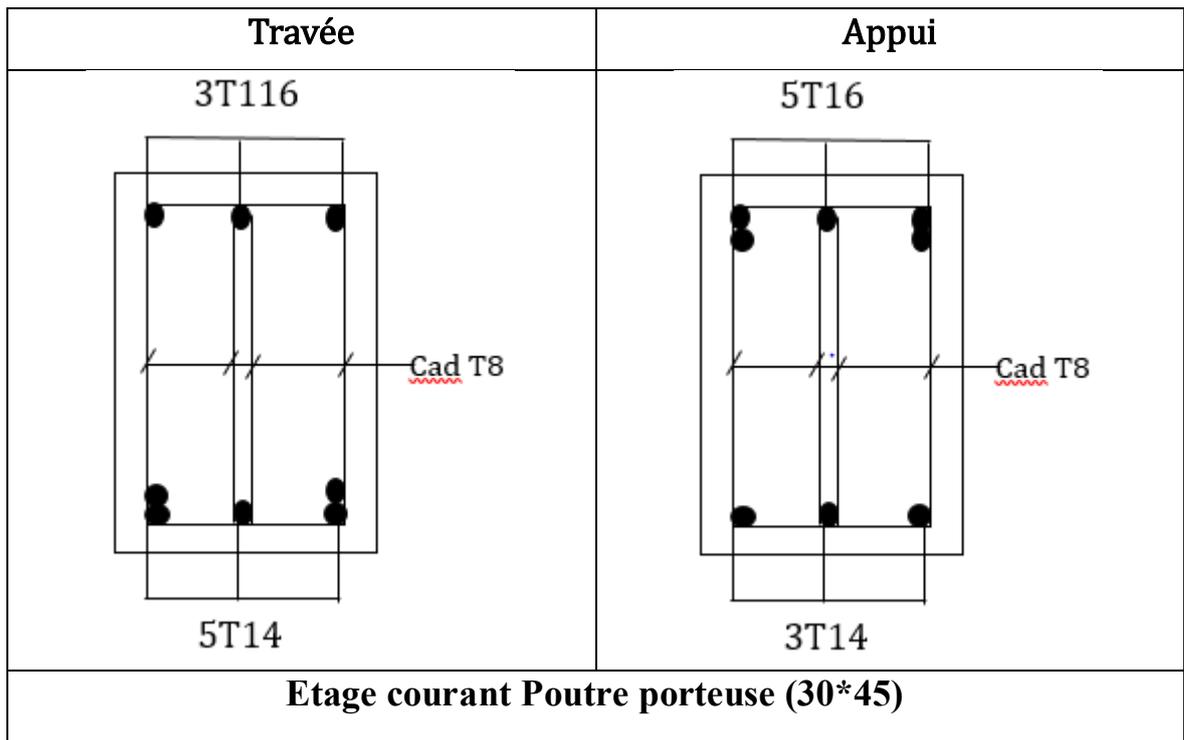
Poutre porteuse (30×45) : $f_{adm} = 0,5 + \frac{480}{1000} = 0,98 \text{ cm}$

Poutre non porteuse (30×40) : $f_{adm} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau IV.27 : Vérification de la flèche.

Poutres section (cm²)	Δf_T (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
Poutre porteuse (30*45)	2.16	9.8	Vérifiée
Poutre non porteuse (30*40)	2.22	9.5	Vérifiée



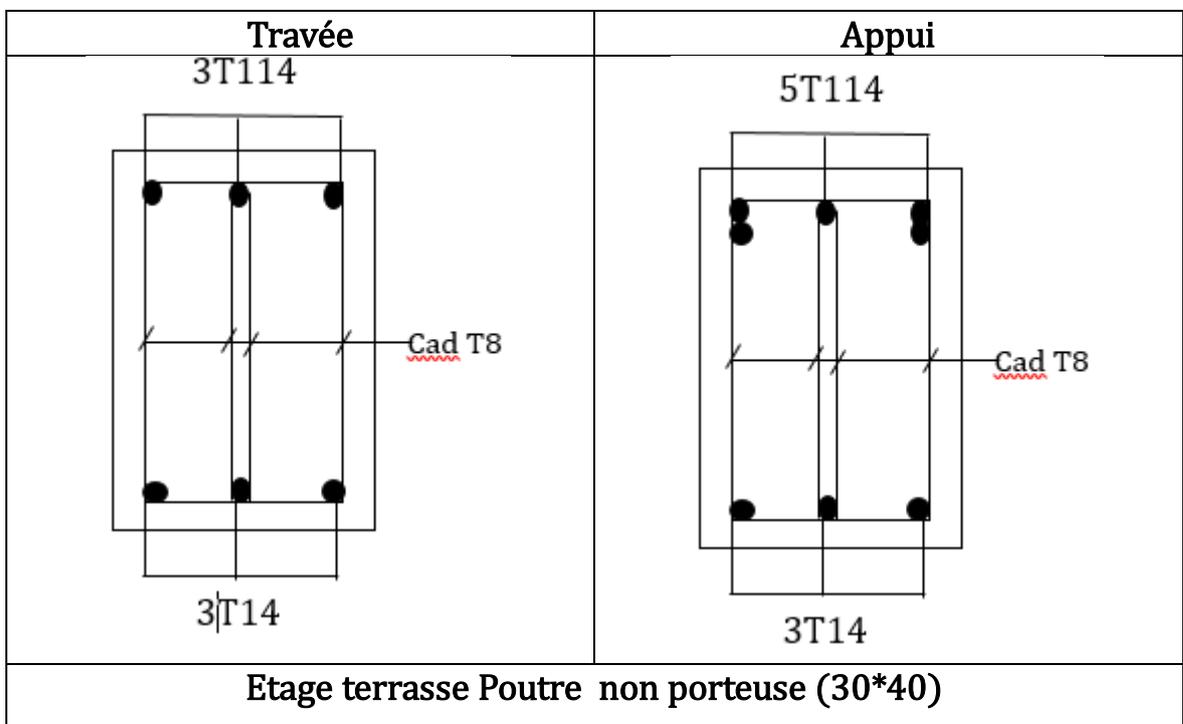
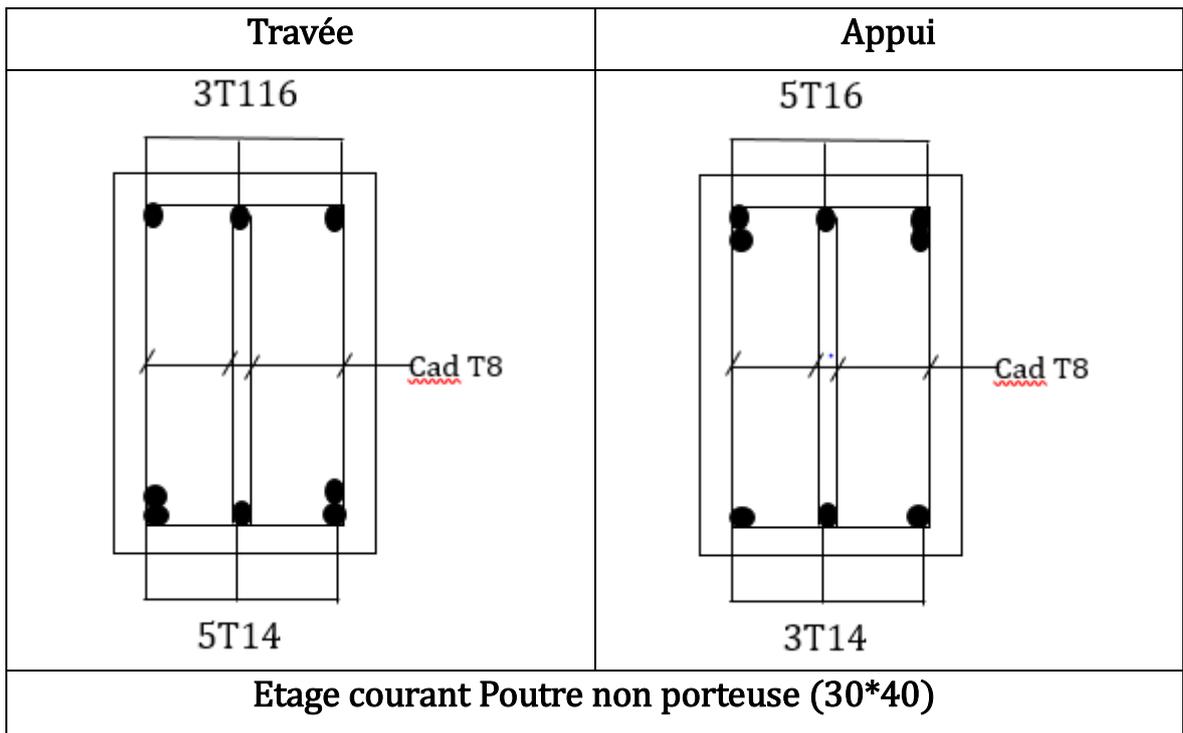


Figure : IV.3.2 Schéma de ferrailage des poutres

IV.4 Ferrailage des voiles

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan, ces éléments peuvent être:

- En maçonnerie non armé ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non appelés voiles.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes

IV.4.1 Recommandations réglementaires (BAEL 91)

a. Longueur de flambement (murs non raidis latéralement)

Soit l : la hauteur libre du mur.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

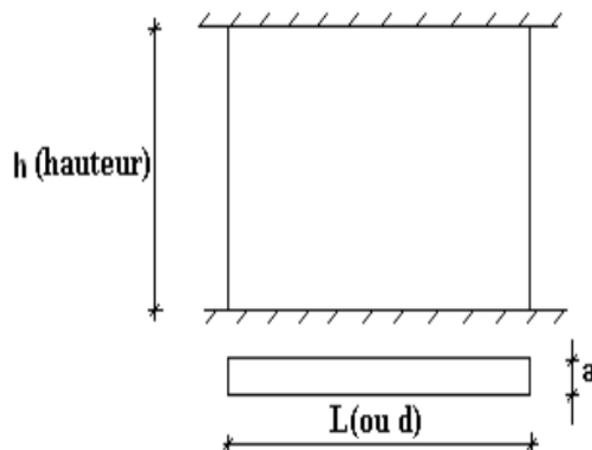


Figure IV.3 : Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.28 : Valeur de coefficient K.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.8	0.85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0.85	0.9
Mur articulé en tête et en pied		1	1

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Efforts de compression en ELU

Soient : **lf** : longueur de flambement.

a : Épaisseur du voile.

d : Longueur du voile.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

fe : Limite élastique de l'acier.

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

NB : Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau IV.29 : Calcul de σ_b et σ_{bna} .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voiles non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{lf\sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	Br	m ²	d (a-0,02)	Section réduite
Pour $\lambda > 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 70$	α	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ $0.6(\frac{50}{\lambda})^2$	$\frac{0.65}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$
Effort limite ELU	Nu_{lim}	KN	$\alpha \left[\frac{Br \cdot fc28}{0,9\gamma b} + \frac{Asf_e}{\gamma s} \right]$	$\alpha \left[\frac{Br \cdot fc28}{0,9\gamma b} \right]$
Contraintes limites	σ	Mpa	$\sigma_{ba} = \frac{Nu_{lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{Nu_{lim}}{ad}$

Remarque : Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra Augmenter les dimensions du voile.

c. Niveaux de vérification :

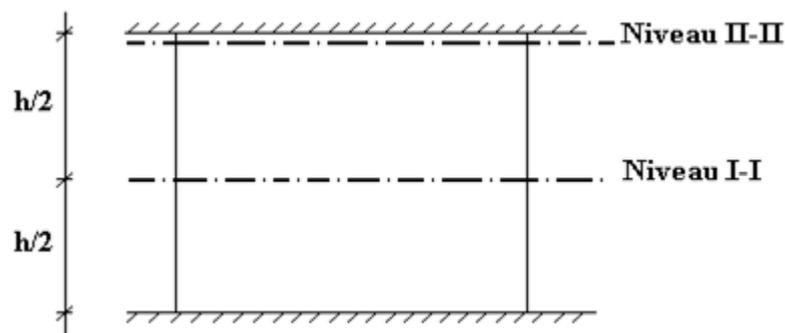


Figure.IV.4 : Niveau de vérification.

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I -I à mi- hauteur d'étage :

$$\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$$

- Niveau II -II sous le plancher haut :

$$\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on à pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée)

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

Exemple de calcul (V1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3,6 \text{ m}$$

$$a = 0,2 \text{ m (épaisseurs)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur)}$$

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 2.61 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m}$$

Avec : hauteur de la poutre 0,45m.

Tableau IV.30 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).

	Unités	Voiles armé verticalement	Voiles non armé verticalement
Longueur de flambement l_f	M	$0,8 \times 2,61 = 2,09$	$0,85 \times 2,61 = 2,22$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 36.19$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 38.45$
Section réduite Br	m ²	$d (a-0,02) =$ 0,13	$d (a-0,02) =$ 0,13
Coefficient	/	0,644	0,455
Contraintes limites $\sigma = \frac{Nu \lim}{ad}$	$\sigma_{ba} = \frac{0.644}{1+0.2} \left(\frac{0,13 \times 30}{0,9 \times 1,15} + \right.$ $\left. As \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 12.15$		$\sigma_{bna} =$ $0.455 \left(\frac{0,13 \times 30}{0,9 \times 1,15 \times 0.2} \right)$ $\sigma_{bna} = 8.57$

- Remarque :

$\sigma_{ba} = 12.15$ MPa correspond à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,2) (0,8)$ m²

$A_s = 1,2$ cm²

IV.4.2 Contraintes aux extrémités

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version2003.

- Pour la vérification : $G+Q \pm E$
- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminés, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M-V}{I}$$

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M-V}{I}$$

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 :

1er 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 RPA est :

$$A_{\min} = 0,20.a.L$$

2eme 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 RPA.

✓ 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

3eme 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.

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{Mlt}{I} \quad (\text{traction}) \\ \sigma_C = \frac{N}{A} + \frac{Mlc}{I} \quad (\text{compression}) \end{array} \right.$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a \cdot l^3}{12}$$

N: effort normal

M: moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

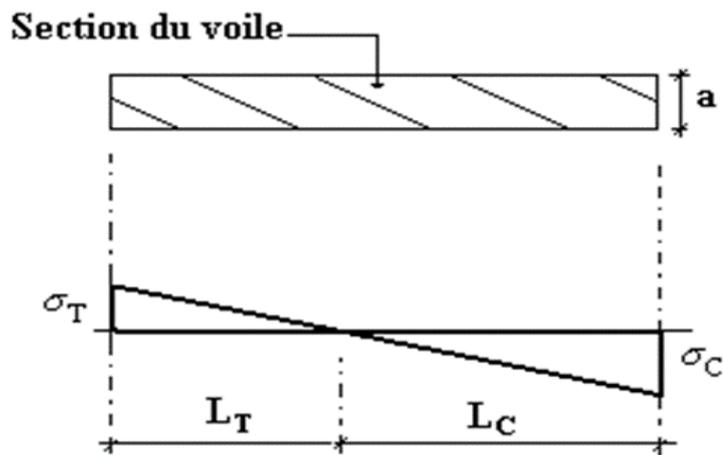


Figure IV.5 : Détail de diagramme des contraintes.

IV.4.3 Recommandations réglementaires (RPA 99/VER 2003)

a. Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction + compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris 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).

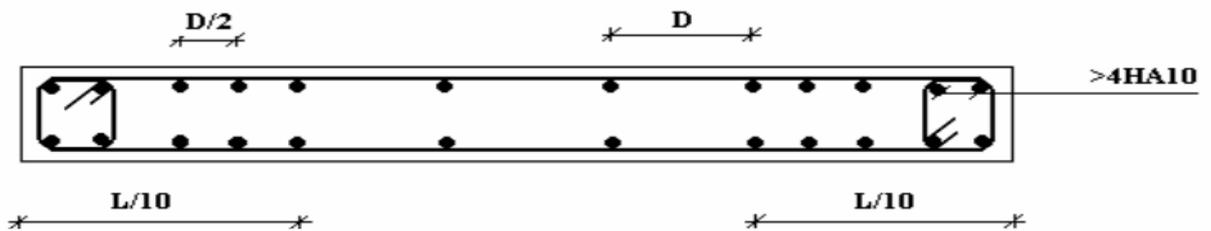


Figure IV.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Armatures horizontales :

- 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.

Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- $A_{min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.
- $A_{min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{min}=0,2\% \times L_t \times a$

➤ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1.5$

e : épaisseur du voile

$$S \leq 30\text{cm}$$

➤ 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.

➤ Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Phi_t = 6\text{mm lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8\text{mm lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm}$$

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

➤ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

➤ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

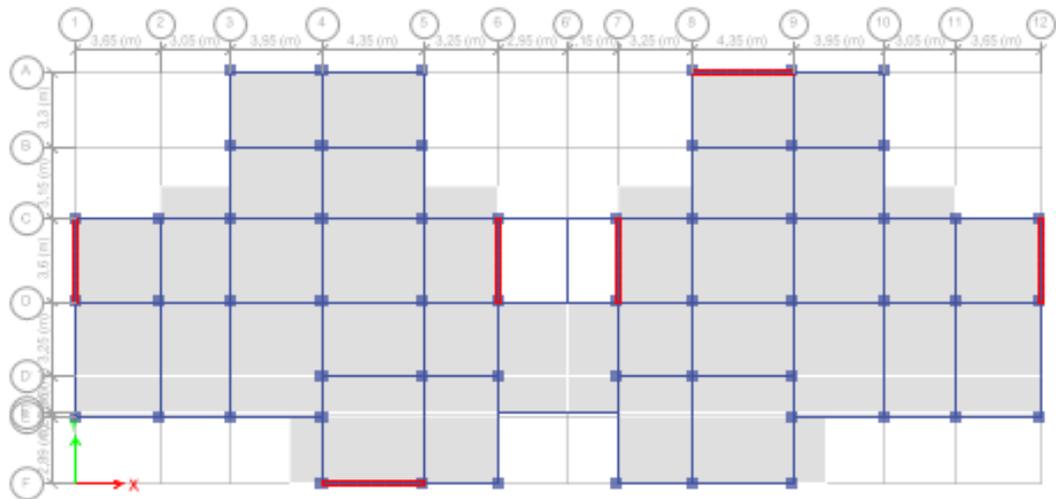


Figure IV.7 : Disposition des voiles dans la structure.

IV.4.4 Ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :
 $d \leq \min [h_e/2 ; (2/3) \cdot L']$.

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des forces.

Pour le ferrailage on a divisé la structure en cinq zones :

- Zone 1 : RDC -1^{er} étage
- Zone 2 : 2^{ème}-3^{ème} étage.
- Zone 3 : 4^{ème} -5^{ème} étage.
- Zone 4 : 6^{ème} -7^{ème} étage.
- Zone 5 : 8^{ème} -9^{ème} étage.

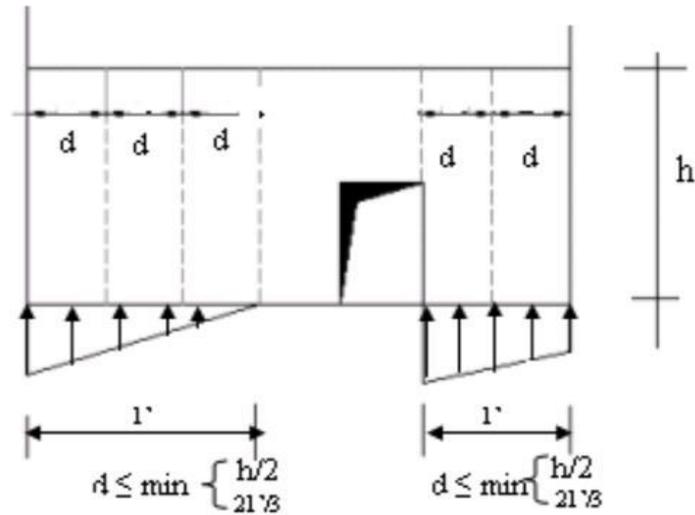


Figure.V.9 : Schéma de voile

IV.4.5 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 (L=3.6 m) en zone I :

Détermination des sollicitations sous la combinaison 0,8 G + E

$$M = 3156.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = -1542.45 \text{ kN (compression)}$$

$$I = (0,2 \times 3,6^3) / 12 = 0.777 \text{ m}^4$$

$$S = 0,72 \text{ m}^2$$

$$V = h/2 = 1.8 \text{ m.}$$

Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M-V}{I} = 9.44$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M-V}{I} = -5.164$$

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent, 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 $A_v = F_t / f_e$;

on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si : $A_v < A_{\min} = 0,20 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

$$A_v = F_t / f_e = 15.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 4.8 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures minimales de RPA 99 :**

$$A_{s \text{ RPA}} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 5.088 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{face} = 2.4 \text{ cm}^2/\text{face}.$$

- Le pourcentage minimal

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 3.6 = 10,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{face} = 10,80 / 2 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{face}.$$

$$\text{Donc: } A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{\text{RPA}}) = \max (5.088 ; 5,4; 2,4) = 5,4 \text{ cm}^2/\text{face}$$

- Choix des barres :

Soit : 2x (9 T 12). ($A_s = 20.36 \text{ cm}^2$)

- espacement :

- En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}.$

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

- En zone d'about : $St = St/2 = 10 \text{ cm}$.

Les tableaux suivants représentent les résultats de ferrailage vertical de tous les voiles

Remarque :

Les calculs ont été faits à l'aide d'une feuille Excel.

- Voile 1 :

➤ espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

- En zone d'about : $St = St/2 = 10 \text{ cm}$.
- $n = 9T12 \rightarrow \frac{lt=1.27}{n=9} = 14.11 \text{ prende esp } 10 \text{ cm (rdc)}$

Tableau IV.31 : Le ferrailage de voile 1.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1^{er}	3156.48	1548.45	3.6	0.2	1.27	18.82	10.8	5.08	20.36	2(9T12)
2,3^{émé}	2044.30	1367.883	3.6	0.2	1.07	8.77	10.8	4.30	15.83	2(7T12)
4,5^{émé}	151,69	1321.48	3.6	0.2	0	0	10.8	0	15.83	2(7T12)
6,7^{émé}	116.28	926.3751	3.6	0.2	1.66	9.48	10.8	6.65	11.31	2(5T12)
8;9^{émé}	83.87	476.52	3.6	0.2	0	0	10.8	0	11.31	2(5T12)

Voile 2 :

espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$.

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Soit : $St = 20$ cm.

- En zone d'about : $St = St/2 = 10$ cm.

Tableau IV.32 : Le ferrailage de voile 2.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1 ^{er}	3160.19	2022.0512	3.6	0.2	1.108	14.36	10.8	4.44	15.83	2(7T12)
2,3 ^{éme}	2083,57	1808.98	3.6	0.2	0.86	5.72	10.8	3.45	11.31	2(5T12)
4,5 ^{éme}	1309.41	1510.65	3.6	0.2	0.54	1.48	10.8	2.22	11.31	2(5T12)
6,7 ^{éme}	824.78	1115.4882	3.6	0.2	0.33	0.351	10.8	1.35	11.31	2(5T12)
8,9 ^{éme}	505.05	642.0377	3.6	0.2	0.42	0.34	10.8	1.70	11.31	2(5T12)

Voile 3 : espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 20$ cm.

En zone d'about : $St = St/2 = 10$ cm.

Tableau IV.33 : Le ferrailage de voile 3.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1 ^{er}	3168.40	1944.7043	3.6	0.2	1.14	15.14	10.8	4.54	15.83	2(7T12)
2,3 ^{éme}	2086.27	1739.48	3.6	0.2	0.98	6.24	10.8	3.59	11.31	2(5T12)
4,5 ^{éme}	1312.44	1454.644	3.6	0.2	0.60	1.76	10.8	2.41	11.31	2(5T12)
6,7 ^{éme}	826.47	1077.821	3.6	0.2	0.39	0.47	10.8	1.57	11.31	2(5T12)
8,9 ^{éme}	501.99	627.4295	3.6	0.2	0.45	0.37	10.8	1.8	11.31	2(5T12)

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Voile 4 :espacement :

En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 30 \text{ cm.}$

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

En zone d'about : $St = St/2 = 12.5 \text{ cm.}$

Tableau IV.34 : Le ferrailage de voile 4.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	E (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1 ^{er}	3194.4	1558.82	3.6	0.2	1.27	19.13	10.8	5.09	20.36	2(9T12)
2,3 ^{émé}	2104.17	1372.129	3.6	0.2	1.09	9.34	10.8	4.38	11.31	2(5T12)
4,5 ^{émé}	1321.33	1128.28	3.6	0.2	0.87	3.76	10.8	3.51	11.31	2(5T12)
6,7 ^{émé}	208.96	934,364	3.6	0.2	0	0	10.8	0	11.31	2(5T12)
8,9 ^{émé}	525.03	444.8078	3.6	0.2	0.88	1.52	10.8	3.54	11.31	2(5T12)

Voile 5 :espacement :

En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 30 \text{ cm.}$

Soit : $St = 20 \text{ cm.}$

En zone d'about : $St = St/2 = 10 \text{ cm.}$

Tableau IV.35 : Le ferrailage de voile 5.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	E (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1 ^{er}	6247.55	945.93	3.95	0.2	1.78	55.25	11.85	7.11	48.26	2(12T16)
2,3 ^{émé}	3883.04	952.317	3.95	0.2	1.65	29.80	11.85	6.62	32.17	2(8T16)
4,5 ^{émé}	2291.25	767.09	3.95	0.2	1.53	15.20	11.85	6.15	15.83	2(7T12)
6,7 ^{émé}	1447.51	553.216	3.95	0.2	1.47	8.85	11.85	5.91	15.83	2(7T12)
8,9 ^{émé}	901.96	294.425	3.95	0.2	1.55	6.06	11.85	6.20	15.83	2(7T12)

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Voile 6 : espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 20$ cm.

En zone d'about : $St = St/2 = 10$ cm.

Tableau IV.38 : Le ferrailage de voile 6.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1 ^{er}	5964,05	883.32	4.35	0.2	1.94	47.11	13.05	7.76	56.3	2(14T16)
2,3 ^{émé}	3806.99	731.29	4.35	0.2	1.87	27.96	13.05	7.48	32.17	2(8T16)
4,5 ^{émé}	2260.48	580.44	4.35	0.2	1.77	14.84	13.05	7.08	15.83	2(7T12)
6,7 ^{émé}	1431.05	416.152	4.35	0.2	1.71	8.83	13.05	6.86	15.83	2(7T12)
8;9 ^{émé}	890.07	233.109	4.35	0.2	1.76	5.79	13.05	7.04	15.83	2(7T12)

IV.4.6 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

a. 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 : $\tau_u = \frac{1,4V_{max}}{b_0d}$

Avec :

V_{max} : l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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 :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \leq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj} K)}{0,9 f_e}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k = 0$.

D'autre part le RPA 99 version 2003 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.

c. Exemple d'application :

$$V_{\max} = 773.0028 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{1,4 \times 0,773}{0,2 \times 2,75} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa} > 2,78 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ$

$$s_t \leq \min(1,5 a, 30 \text{ cm}).$$

Soit:

$$s_t = 30 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq (2,78 \times 0,15 \times 0,15) / (0,9 \times 500) \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min(\text{RPA})} = 0,15\% \times b_0 \times L = 10,8 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces)}$$

Choix des barres

$$A_t = 2 (9 \text{ T12}) = 20,36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2 (7 \text{ T12}) = 15,83 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Remarque :

Pour les résultants des ferraillasses horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant

Tableau IV. 40 : Résultat de ferraillassage horizontal.

Voile	L	Vmax	τu	$\bar{\tau} u$	Condition	At (cm ²)	At min (cm ²)	Atadp (cm ²)	St (cm)	Choix
Voile1	3.6	773.002	1.98	6	Cv	2.42	10.8	7.85	15	2 x (5 T10)
Voile 2	3.6	772.78	1.97	6	Cv	2.41	10.8	7.85	15	2 x (5T10)
Voile 3	3.6	769.63	1.96	6	Cv	2.39	10.8	7.85	15	2 x (5 T10)
Voile 4	3.6	767.12	1.95	6	Cv	2.38	10.8	7.85	15	2 x (5 T10)
Voile 5	3.95	887.73	2.26	6	Cv	2.76	11.85	15.83	15	2 x (7 T12)
Voile 6	4.35	854.55	2.18	6	Cv	2.66	13.05	15.83	15	2 x (7 T12)

VOILE 1,4: RDC et 1^{er} étage.

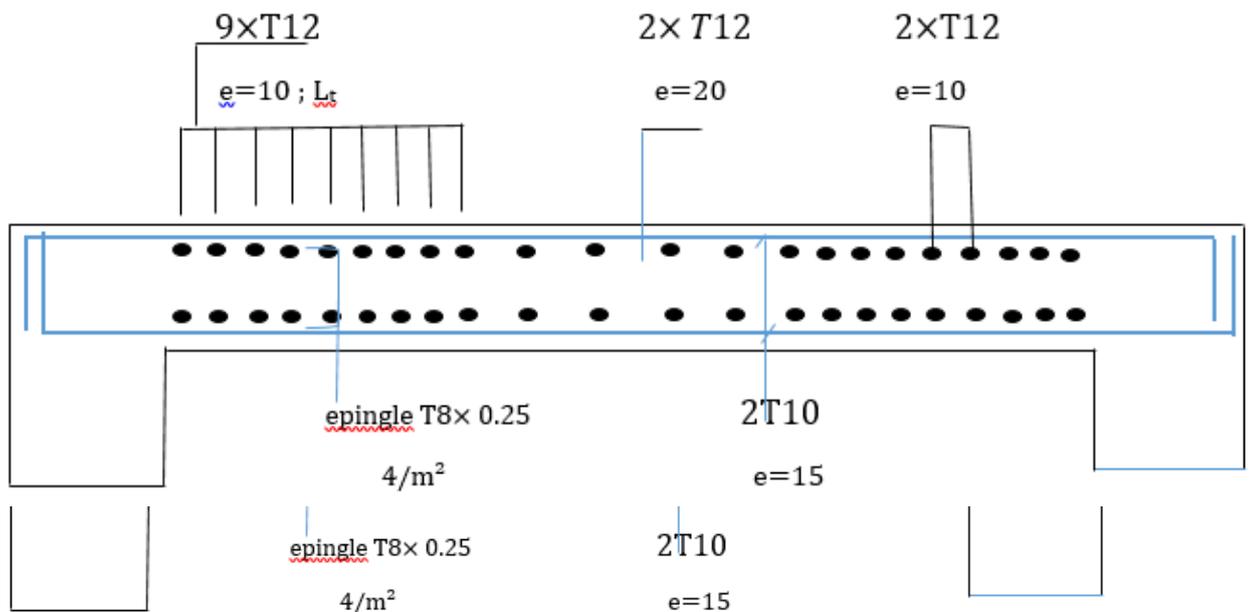


Figure IV.8: Exemple du ferraillassage du voile 1 ;4

Chapitre V :
MODELISATION
DE L'offset

V. Introduction :

En génie civil, un offset désigne généralement un décalage ou une distance entre deux éléments. Voici quelques exemples d'utilisation :

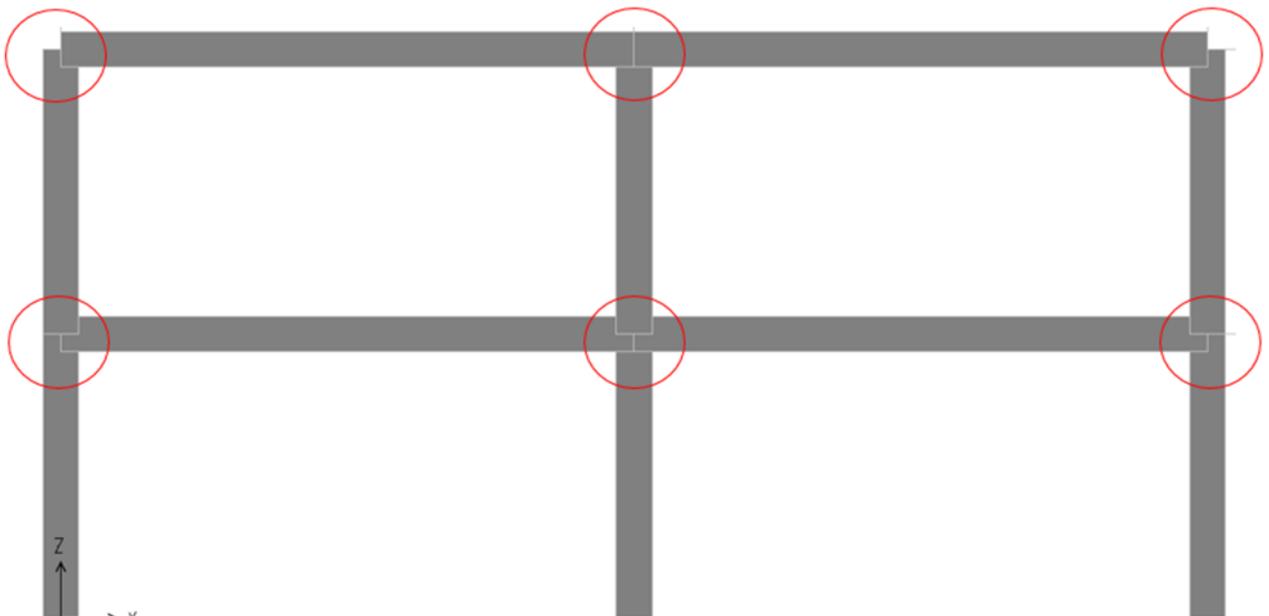
1. Offset dans les structures : Lors de la conception d'un bâtiment, l'offset peut se référer à la distance entre les éléments, comme les poutres et les colonnes, afin de garantir la stabilité et la résistance de la structure.

2. Offset dans les calculs de contraintes : En mécanique des matériaux, l'offset est utilisé pour déterminer les contraintes à l'intérieur d'un matériau. On limite les efforts soumis au matériau en fonction de l'utilisation normale de l'ouvrage, afin qu'il demeure dans la zone élastique.

3. Offset dans l'analyse de risque : L'analyse de risque en génie civil implique l'identification des événements non souhaitables, leurs causes, probabilités et conséquences. L'offset peut être utilisé pour évaluer les marges de sécurité et minimiser les risques.

4. L'offset dans la modélisation des structures apparaît lorsque deux éléments tels qu'une poutre et un poteau sont reliés au niveau d'un Nœuds (joint), il existe un certain chevauchement des sections transversales voir figure. Dans de nombreuses structures, les dimensions des éléments sont grandes et la longueur du chevauchement peut représenter une fraction importante de la longueur totale de la section du portique. ETABS offre la possibilité de définir des décalages de longueur d'extrémité le long des sections de cadre pour tenir compte de ces dimensions finies des composants structurels.

En résumé, l'offset est un concept essentiel pour concevoir des structures sûres et efficaces qui répondent aux besoins de notre société moderne.



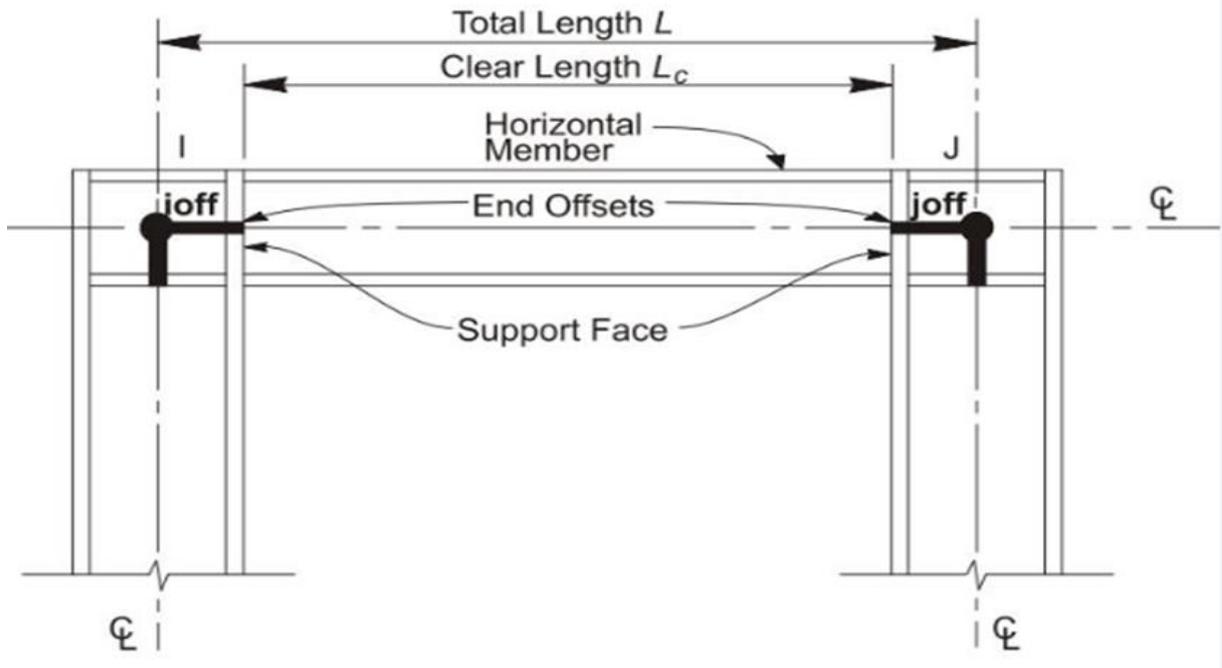


figure V.1 : modèle sur l'offset

Dans ce PFE, une attention particulière est portée à la modélisation de l'offset dans les bâtiments, Une étude comparative est menée en étudiant une structure composée d'un RDC + 9 étages qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) ou cette structure est composée de poutres, les poteaux et les voiles de contreventement, cette comparaison sera menée entre deux modèles, Un premiers model sera élaborée sans l'introduction du offsets, puis un deuxième model qui prend en compte l'offsets dans les différentes éléments , afin de quantifié l'effet apporter par cette modélisation.

La comparaison des résultats sera menée à partir des résultats dynamiques de la structure, ainsi que les résultats de ferrailage :

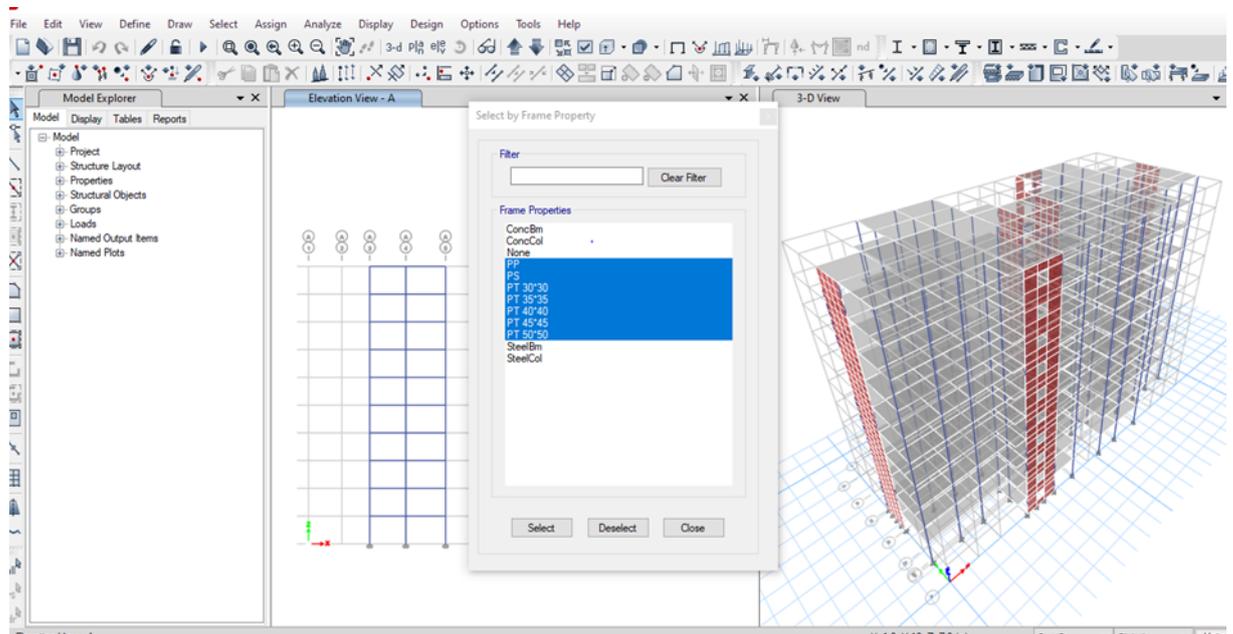
1. Analyse Modal
2. Effort tranchant a la base
3. Déplacement inter-étage
4. Effort Normal réduit
5. Effet P-Delta
6. Ferrailage Poutres
7. Ferrailage Poteau

8. Ferrailage voile

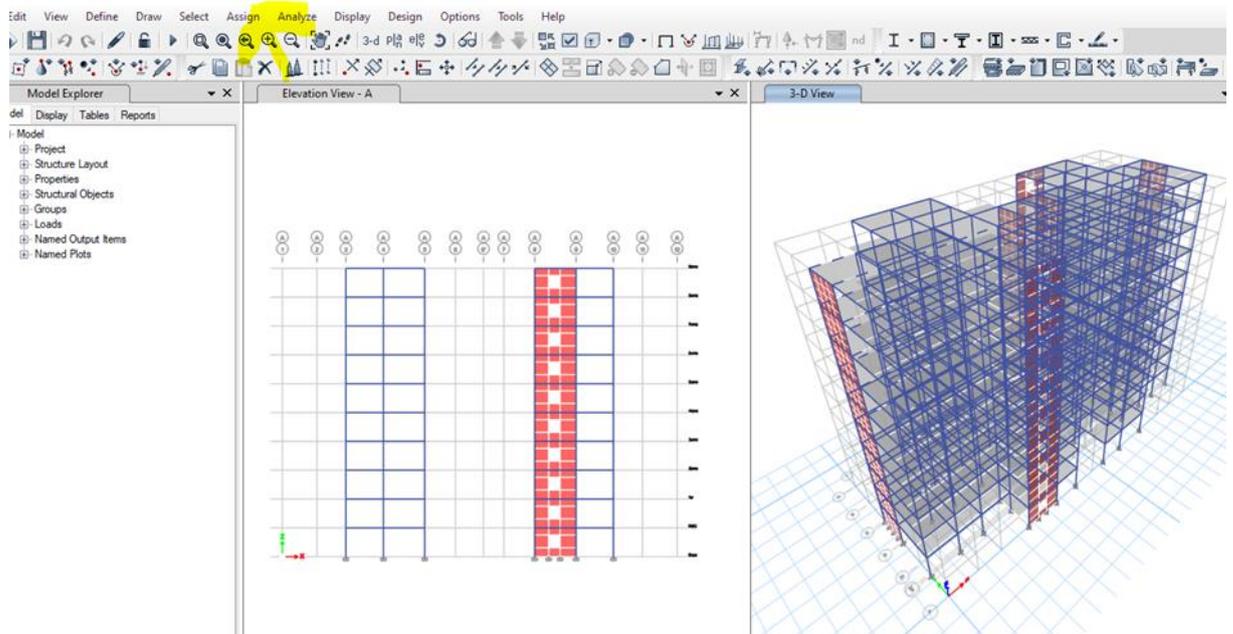
* Les étapes pour changer zone factor dans l'étabs :

Un premier modèle sera développé sans saisir les déplacements, puis un deuxième modèle prendra en compte les déplacements dans les différents éléments, et les modifications se feront d'abord dans l'application à travers les étapes suivantes :

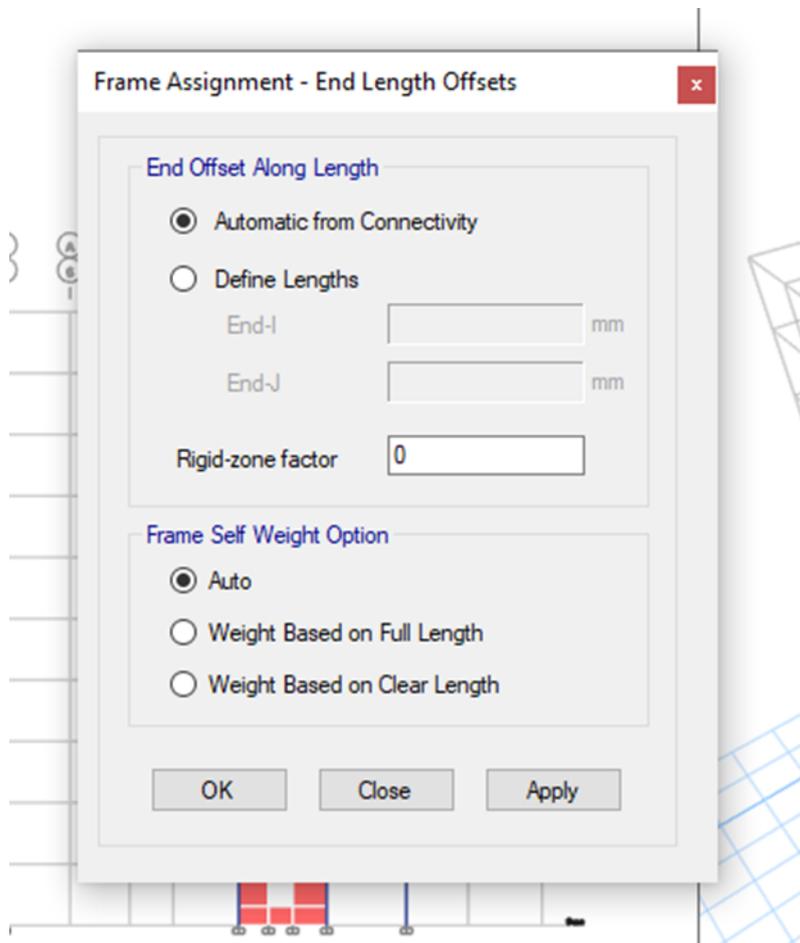
1.



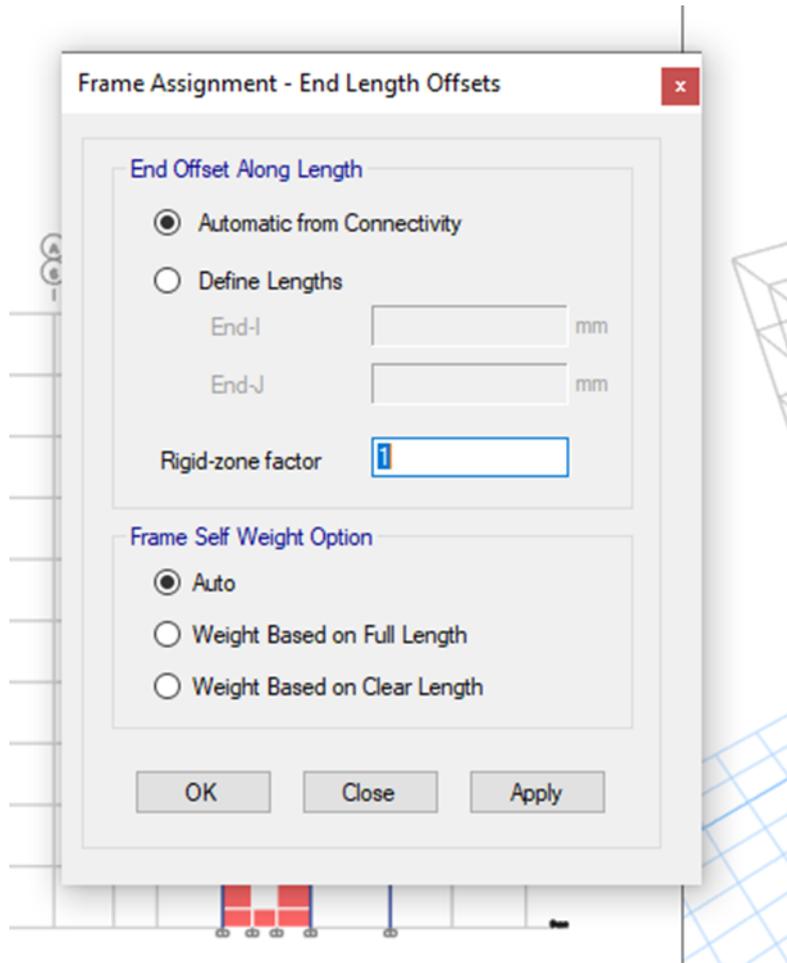
2.



3.



4.



V.1 . Analyse Modal :

Tableau V.1 : Participation massique du modèle initial

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,777	0,6606	0,021	0,6606	0,021	0,0004
Modal	2	0,758	0,0217	0,645	0,6823	0,666	0,0000468
Modal	3	0,677	0,0004	0,000006347	0,6827	0,666	0,6583
Modal	4	0,239	0,1803	0,0001	0,863	0,6661	0,0002
Modal	5	0,214	0,0001	0,1843	0,8631	0,8504	0
Modal	6	0,178	0,0002	0	0,8633	0,8504	0,1913
Modal	7	0,115	0,0663	0,000002946	0,9296	0,8504	0,0001
Modal	8	0,096	0,000001565	0,0722	0,9296	0,9226	0

- Une période fondamentale : $T = 0.777$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1er mode est un mode de translation (y-y)
- Le 2ème mode est un mode de translation (x-x)
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

La différence entre les deux model avec et sans offset est donnée par le diagramme à colonnes suivant, ou en remarque une différence entre la période du 1^{er} mode de plus de 9%.

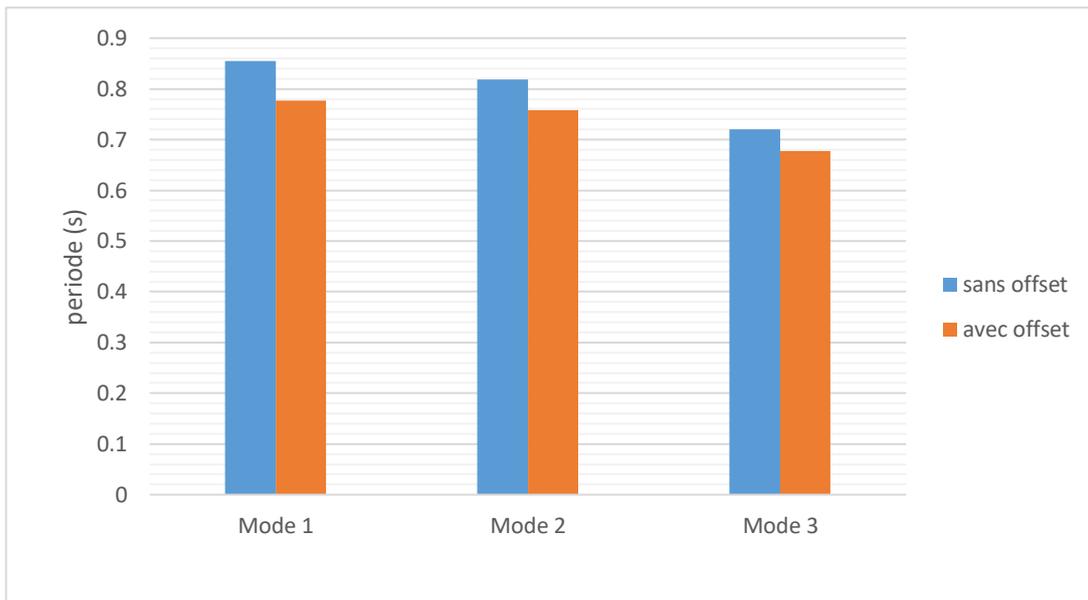


Figure V.2 : diagramme de la période

	sans offset	avec offset	différence en %
Mode 1	0,855	0,777	9,123
Mode 2	0,819	0,758	7,448
Mode 3	0,72	0,677	5,972

V.2 Effort tranchant a la base :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{tx}=4186.74 \text{ kN} < 0.8V_x=5026.87 \text{ kN} \\ V_{ty}=4037.037 \text{ kN} > 0.8V_y=3813.635 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Sens	0.8V	EX	r	Obs
EX	5026.87	5044,16	1.21	OUI

	sans offset	avec offset	différence en %
Ex	5190,35	5044,16	2,817
Ey	4067,9598	4037,037	0,760
W	57354,5	56516,8516	1,460

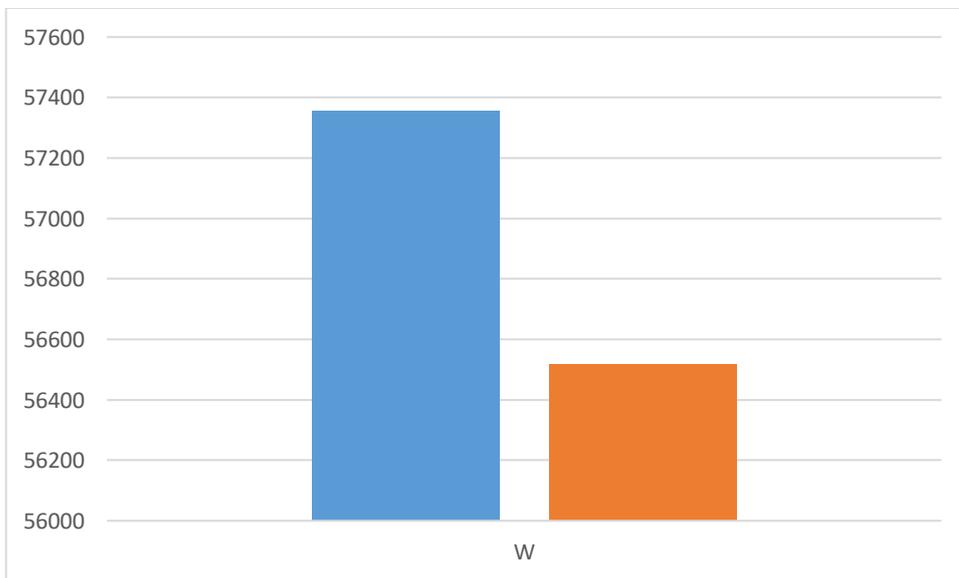
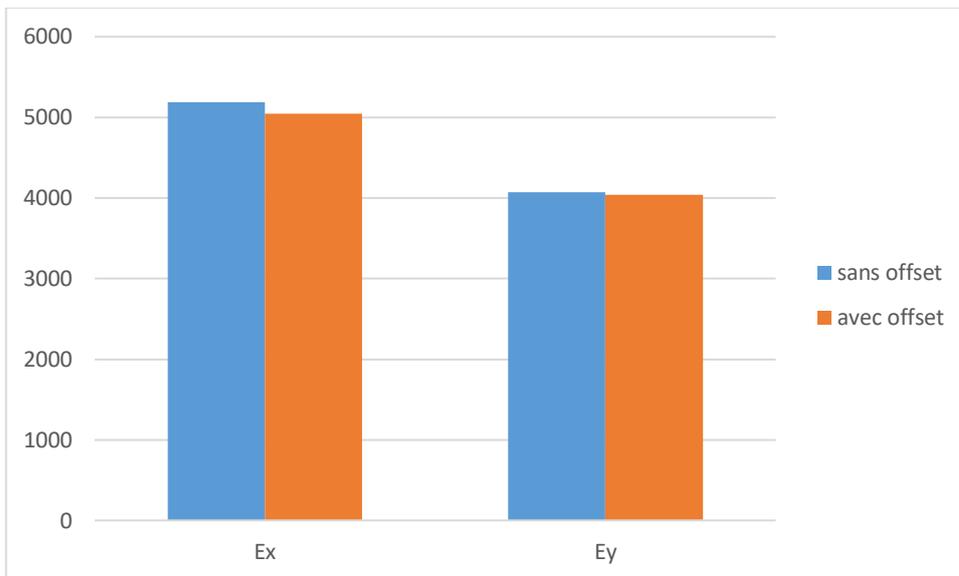


Figure V.3 : diagramme de l' Effort tranchant a la base :

V.3 déplacements inter-étage :

La différence entre les deux model avec et sans offset est donnée par le diagramme à colonnes suivant, ou en remarque une différence de déplacement inter-étage en sens x de plus de 24 % et de plus de 13% en sens y.

Tableau V.2 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x

Etages	X-Dir δ_k (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1% he (mm)	Obs
9 eme	27,621	138,105	15,87	3060	30.6	Cv
8eme	24,447	122,235	17,01	3060	30.6	Cv
7eme	21,045	105,225	17,08	3060	30.6	Cv
6eme	17,629	88,145	17,44	3060	30.6	Cv
5eme	14,141	70,705	15,825	3060	30.6	Cv
4eme	10,976	54,88	15,265	3060	30.6	Cv
3eme	7,923	39,615	13,525	3060	30.6	Cv
2eme	5,218	26,09	11,895	3060	30.6	Cv
1^{er}	2,839	14,195	9,05	3060	30.6	Cv
RDC	1,029	5,145	5,145	3060	30.6	cv

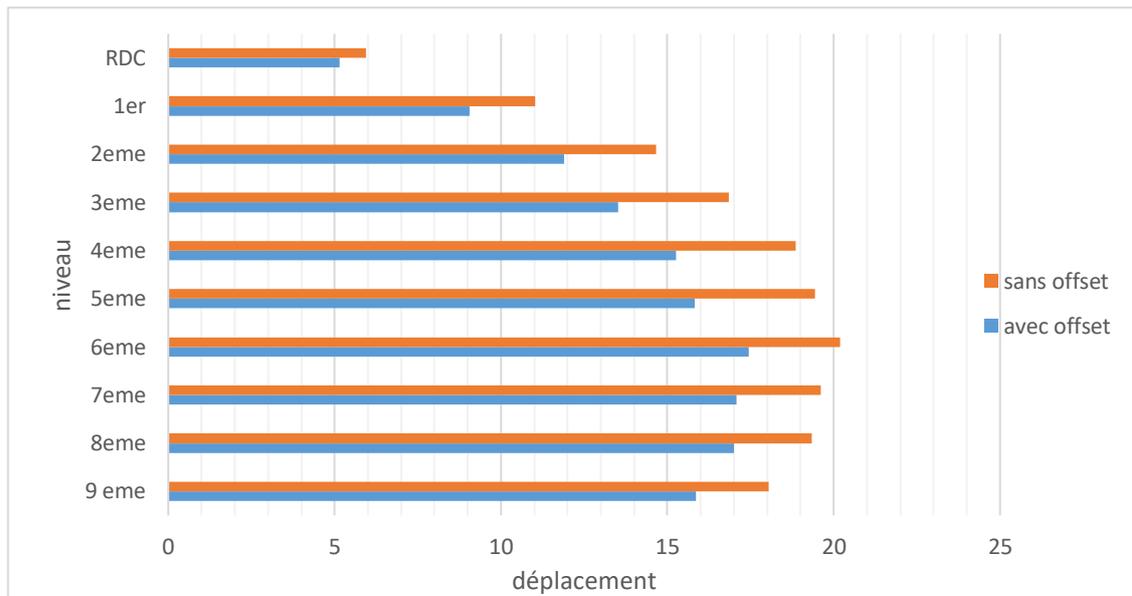


Figure V.4 : diagramme du déplacements inter-étage sens X-X

	avec offset	sans offset	différence en %
	Δk (mm)	Δk (mm)	
9 eme	15,87	18,04	13,674
8eme	17,01	19,345	13,727
7eme	17,08	19,605	14,783
6eme	17,44	20,185	15,740
5eme	15,825	19,44	22,844
4eme	15,265	18,86	23,551
3eme	13,525	16,85	24,584
2eme	11,895	14,665	23,287
1 ^{er}	9,05	11,025	21,823
RDC	5,145	5,95	15,646

Tableau V.3 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y

Etages	Y-Dir δ_k (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1% h_e (mm)	Obs
9 ^{eme}	22,101	110,505	13,56	3060	30.6	Cv
8 ^{eme}	19,389	96,945	14,06	3060	30.6	Cv
7 ^{eme}	16,577	82,885	14,105	3060	30.6	Cv
6 ^{eme}	13,756	68,78	14,055	3060	30.6	Cv
5 ^{eme}	10,945	54,725	13,065	3060	30.6	Cv
4 ^{eme}	8,332	41,66	12,25	3060	30.6	Cv
3 ^{eme}	5,882	29,41	10,745	3060	30.6	Cv
2 ^{eme}	3,733	18,665	9	3060	30.6	Cv
1 ^{er}	1,933	9,665	6,455	3060	30.6	Cv
RDC	0,642	3,21	3,21	3060	30.6	cv

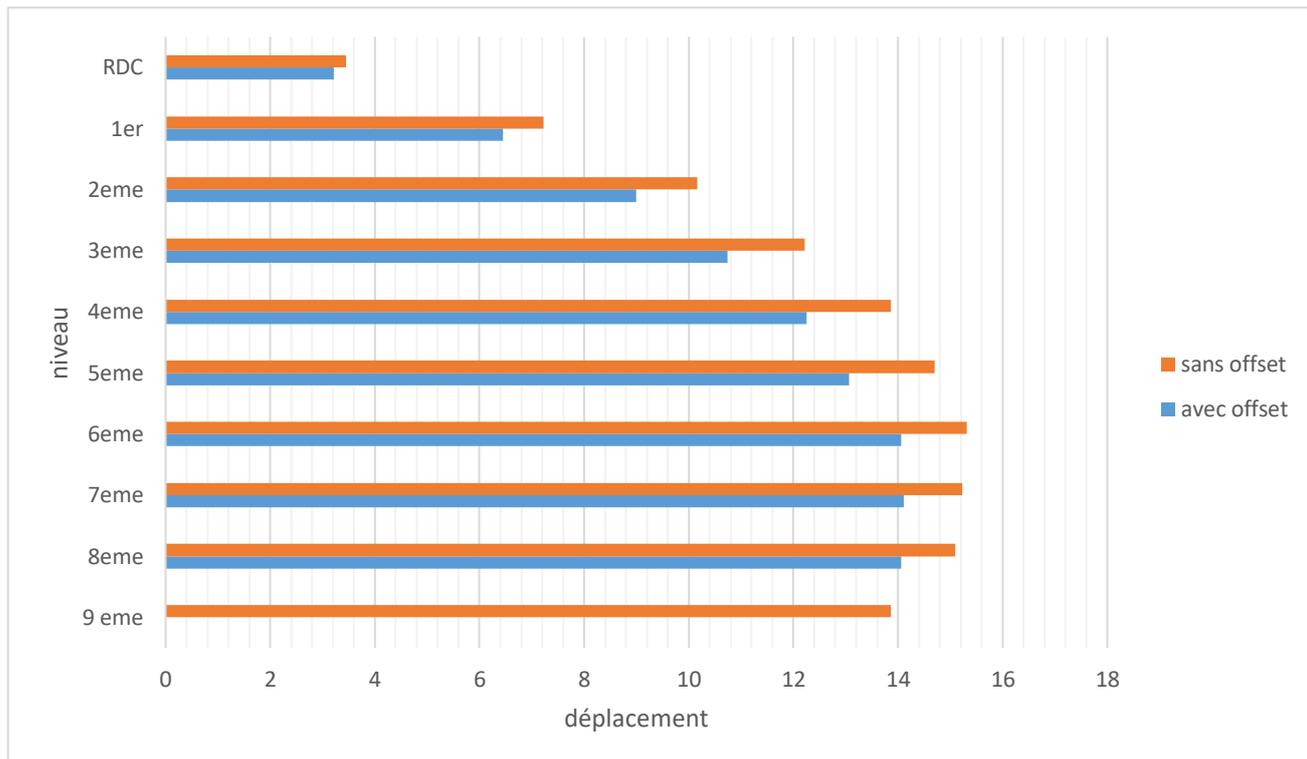


Figure V.5 : diagramme du déplacements inter-étage sens Y-Y

	avec offset	sans offset	différence en %
	Δk	Δk	
	(mm)	(mm)	
9 eme	13,56	13,87	2,286
8eme	14,06	15,095	7,361
7eme	14,105	15,235	8,011
6eme	14,055	15,315	8,965
5eme	13,065	14,7	12,514
4eme	12,25	13,86	13,143
3eme	10,745	12,215	13,681
2eme	9	10,165	12,944
1^{er}	6,455	7,22	11,851
RDC	3,21	3,45	7,477

V.3 Effort normal réduit :

Pour Effort normal réduit une déference de moins de 1% a été notée (0.55%)

Tableau V.4 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Etages	Nd (N)	(a×b) cm ²	Fc28 (MPa)	v	Obs
9,8 ^{eme}	294,6271	(30*30)	30	0,11	CV
7,6 ^{eme}	602,5993	(35*35)		0,16	CV
5,4 ^{eme}	936,2309	(40*40)		0,20	CV
3,2 ^{eme}	1291,8933	(45*45)		0,21	CV
1 ^{er} ·RDC	1618,4388	(50*50)		0,22	CV

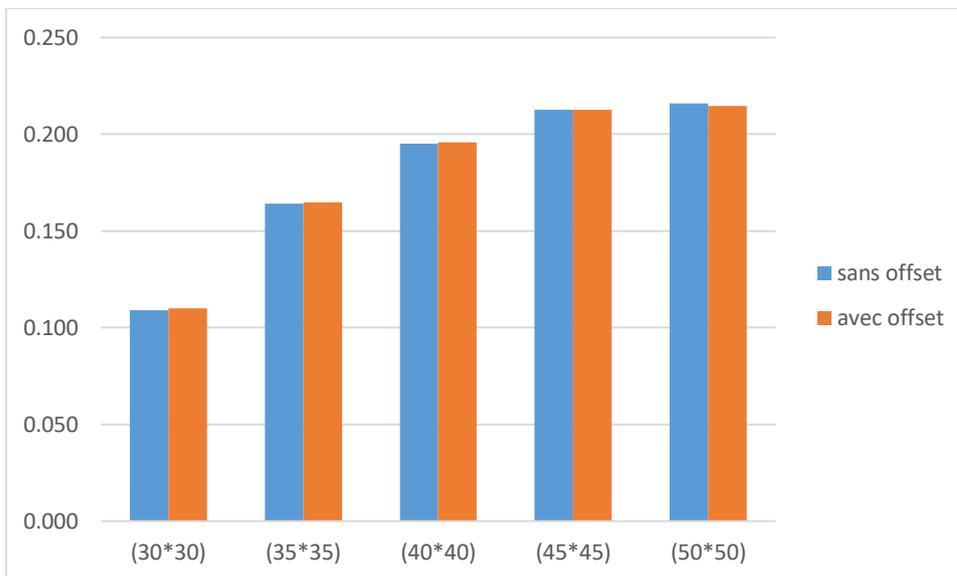


Figure V.6 : diagramme du effort normal réduit

V.4 Vérification de l'effet P- Δ :

La différence entre les deux model avec et sans offset est donnée par le diagramme à colonnes suivant, ou en remarque une différence entre la valeur de θ en sens x de plus de 14 % et de plus de 35% en sens y.

Tableau V.5 : Vérification de l'effet P- Δ sens X-X

niveau	pk (kn)	Δk (mm)	vk (kn)	hk (mm)	θ	obs
9 ^{eme}	5482,0759	15,87	1189,2448	3060	0,023907231	cv
8 ^{eme}	10733,5604	17,01	2020,1406	3060	0,029535552	cv
7 ^{eme}	16096,5983	17,08	2677,8164	3060	0,033552103	cv
6 ^{eme}	21459,6362	17,44	3224,7615	3060	0,037927115	cv
5 ^{eme}	26982,533	15,825	3688,6763	3060	0,037829836	cv
4 ^{eme}	32505,4299	15,265	4090,467	3060	0,03964226	cv
3 ^{eme}	38196,1535	13,525	4433,2967	3060	0,038081029	cv
2 ^{eme}	43886,877	11,895	4711,1496	3060	0,036211857	cv
1 ^{er}	49739.5755	8.875	5047.8095	3060	0.02857	cv
RDC	55596.2372	5.1	5189.1286	3060	0.01785	cv

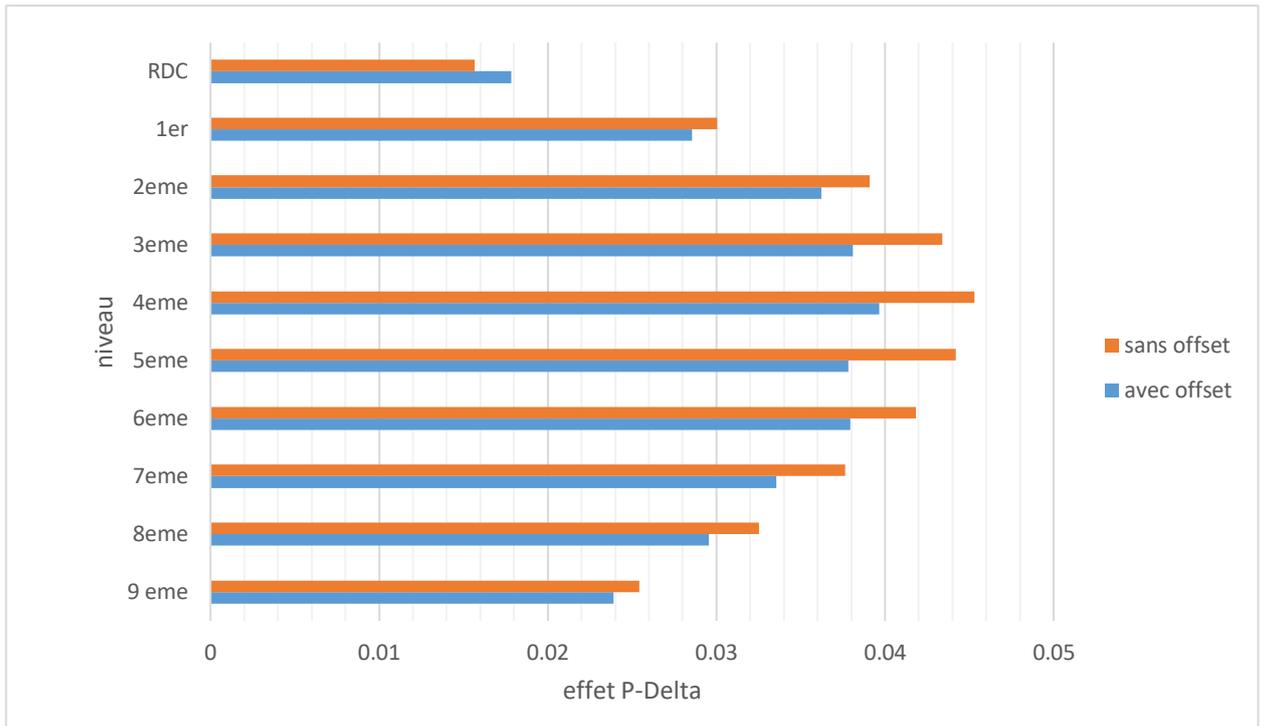


Figure V.7 : diagramme de l'effet P-Δ sens X-X

	avec offset	sans offset	
	Δk	Δk	différence en %
	(mm)	(mm)	
9 eme	0,023907	0,025421	5,956
8eme	0,029536	0,032535	9,218
7eme	0,033552	0,037623	10,819
6eme	0,037927	0,041818	9,304
5eme	0,03783	0,044205	14,421
4eme	0,039642	0,045311	12,511
3eme	0,038081	0,043378	12,212
2eme	0,036212	0,039096	7,377
1^{er}	0,02857	0,030052	4,932
RDC	0,01785	0,01566	13,981

Tableau V.6 : Vérification de l'effet P-Δ sens y-y

Niveau	pk (kn)	Δk (mm)	vk (kn)	hk (mm)	θ	obs
9 eme	5482,0759	13,56	1014,5813	3060	0,023943986	cv
8eme	10733,5604	14,06	1700,128	3060	0,029008554	cv
7eme	16096,5983	14,105	2235,1066	3060	0,033196136	cv
6eme	21459,6362	14,055	2698,1827	3060	0,036530904	cv
5eme	26982,533	13,065	3080,1179	3060	0,037402735	cv
4eme	32505,4299	12,25	3411,2507	3060	0,038146697	cv
3eme	38196,1535	10,745	3685,3907	3060	0,036393271	cv
2eme	43886,877	9	3904,88	3060	0,03305583	cv
1 ^{er}	49739,5755	6,455	4082,4533	3060	0,025701334	cv
RDC	55596,2372	3,21	4179,1934	3060	0,013955215	cv

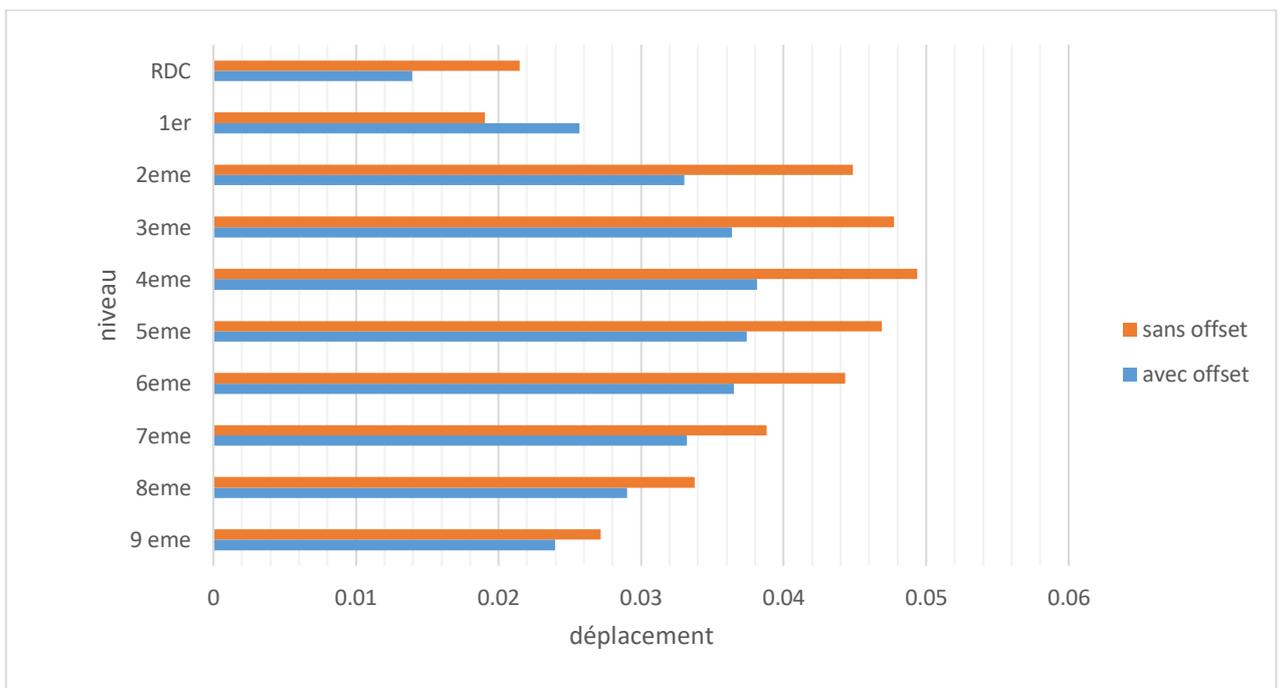


Figure V.8 : diagramme de l'effet P-Δ sens y-y

	avec offset	sans offset	
	Δk	Δk	différence en %
	(mm)	(mm)	
9 eme	0,02394399	0,0271786	11,901
8eme	0,02900855	0,0337556	14,063
7eme	0,03319614	0,038823	14,494
6eme	0,0365309	0,0443076	17,552
5eme	0,03740274	0,0468787	20,214
4eme	0,0381467	0,0493668	22,728
3eme	0,03639327	0,0477513	23,786
2eme	0,03305583	0,044864	26,320
1^{er}	0,02570133	0,0190579	34,859
RDC	0,01395522	0,0214838	35,043

V.5 LE facteur de comportement R :

$$\frac{P_{voile}}{P_{tot}} < 20\%$$

Tableau V.7 : Justification des voiles sous charge verticale

	Ptot (kN)	Pvoile (kN)	Pourcentage	Justification
EFFORT (voile)	55611.7577	8454.2629	15.20	OUI

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors le choix du coefficient de comportement global ($R = 5$) est justifié.

V.6 Ferrailage poteaux

Pour le ferrailage des poteaux une différence assez important a été observé pour les poteau des niveaux inferieur, voir figures.

Tableau V.8 : Choix des armatures des poteaux carrées.

Niveaux	Sections (cm ²)	Ascal/face (cm ²)	Asmin (cm ²)	Asmax (ZC) (cm ²)	Asmax (ZR) (cm ²)	Choix des armatures	As adp (cm ²)
RDC , 1^{er}	50*50	5.48	22.5	100	150	12T16	24.13
2eme,3eme	45*45	5.94	18.22	81	121.5	4T16+8T14	20.35
4eme,5eme	40*40	5.95	14.40	64	96	12T14	18.47
6eme,7eme	35*35	3.64	11.025	49	73.50	12T14	18.47
8eme,9eme	30*30	3.59	8.10	36	54	12T14	18.47

Section	As avec offset	As sans offset	différence en %
50*50	5.48	2,15	60.76
45*45	5.94	4,27	28.11
40*40	5.95	4,54	23.69
35*35	3,64	3,12	14.28
30*30	3,59	3,89	8.35

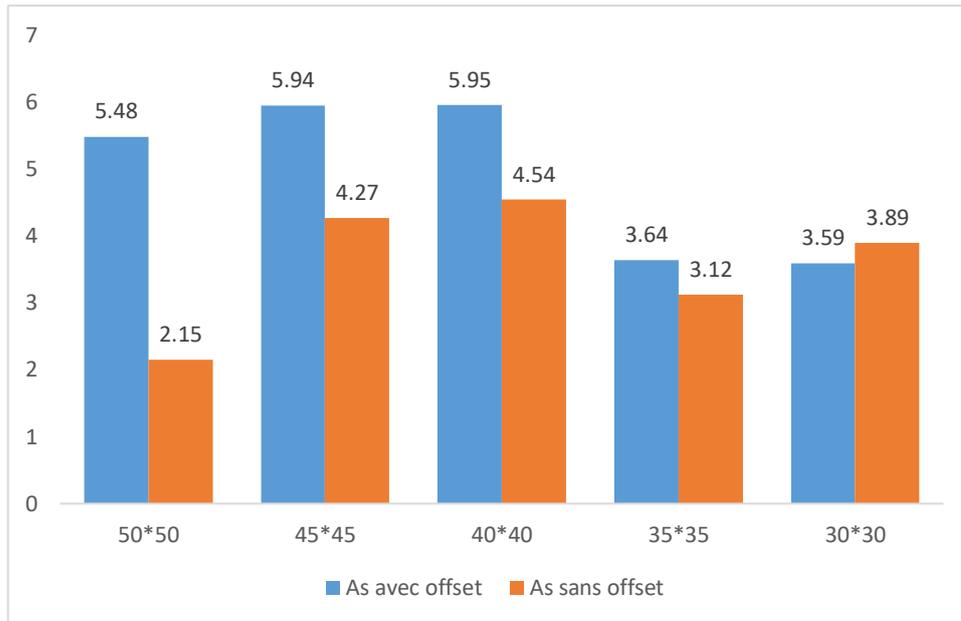


Figure V.9 : diagramme sur le ferrailage des poteaux

Pour la comparaison du ferrailage des poteaux une différence de plus de 60% a été estimée pour le As calculé.

V.7 Ferrailage des poutres

V.7.1 Choix d'armature

Tableau V.9 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45).

Niveaux	Sectio n (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	AS (ZC) (cm ²)	AS (ZR) (cm ²)	ASmi (cm ²)	AS ^{cal} (cm ²)	Choix des armatu res	AS ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30×45	Tarvée	127.20	54	81	6.75	6.64	5T16	10.05
		Appui	-165,67				8.81	6T16	12.06
Terrasse	30×45	Travée	68.40	54	81	6.75	3.48	3T14	4.62
		Appui	-112.66				5.84	5T114	7.70

Poutre principal	sans offset	avec offset	
	AS^{cal}	AS^{cal}	différence en %
Etage courant Travée	7,31	6,64	10,090
Etage courant Appuis	9,8	8,81	11,237
Terrasse Travée	3,83	3,48	10,057
Terrasse Appuis	6,48	5,84	10,959

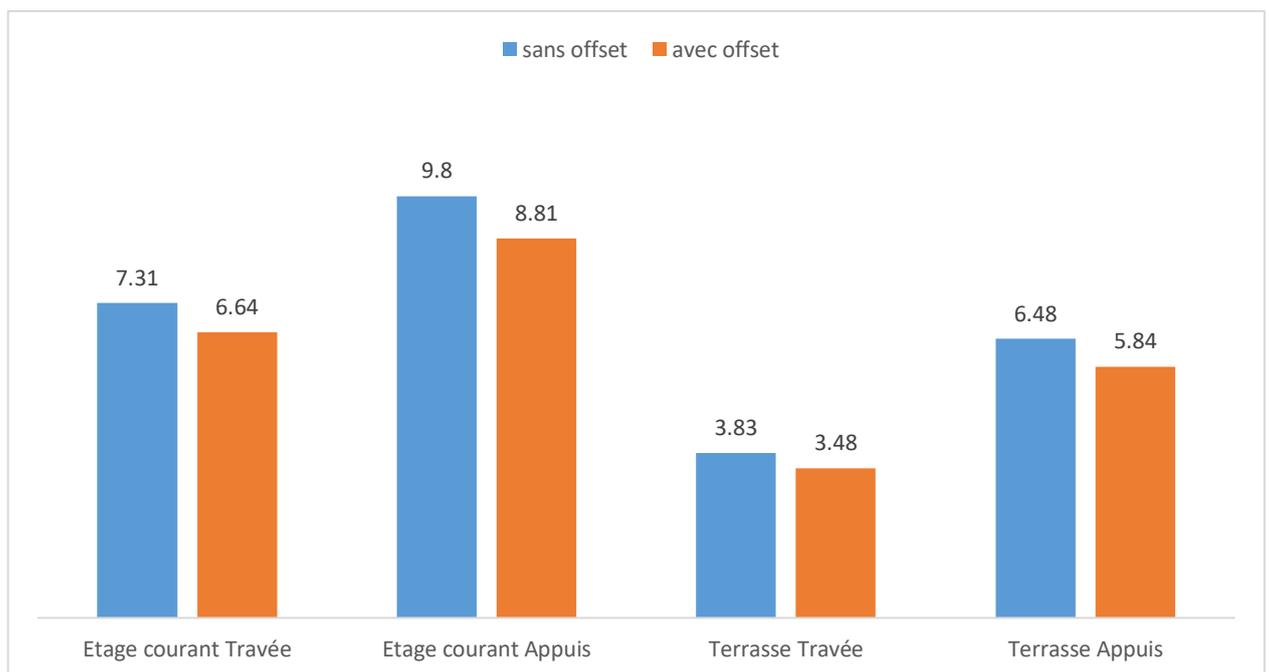


Figure V.10 : diagramme sur le ferrailage des poutres

Pour la comparaison du ferrailage des poutres principale une différence de moins de 11% a été estimée pour le AS calculé .

V.8 Ferrailage des voiles

V.8.1 Ferrailage vertical

- Voile 1 :

espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 20$ cm.

En zone d'about : $St = St/2 = 10$ cm.

Tableau V.10 : Le ferrailage de voile 1.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1er	2883.536	1605.91	3.6	0.2	1.2	15.35	10.8	4.8	15.83	2(7T12)
2,3émé	1792.399	1411.2715	3.6	0.2	0.94	5.97	10.8	3.79	15.83	2(7T12)
4,5émé	1146.77	1155.6657	3.6	0.2	0.71	2.14	10.8	2.84	15.83	2(7T12)
6,7émé	814.42	821.4369	3.6	0.2	0.76	1.83	10.8	3.046	11.31	2(5T12)
8,9émé	464.81	452.4899	3.6	0.2	0.74	0.96	10.8	2.9	11.31	2(5T12)

- Voile 2 : espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 20$ cm.

En zone d'about : $St = St/2 = 10$ cm.

Tableau V.11 : Le ferrailage de voile 2.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1er	2899.5155	2125.48	3.6	0.2	1.006	10.85	10.8	4.02	11.31	2(5T12)
2,3émé	1847.3174	1894.1709	3.6	0.2	0.69	3.27	10.8	2.77	11.31	2(5T12)
4,5émé	1218.95	1565.3032	3.6	0.2	0.41	0.769	10.8	1.65	11.31	2(5T12)
6,7émé	922.2732	1124.4096	3.6	0.2	0.48	0.796	10.8	1.93	11.31	2(5T12)
8,9émé	499.053	651.9034	3.6	0.2	0.38	0.279	10.8	15.56	11.31	2(5T12)

- Voile 3 : espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 20$ cm.

En zone d'about : $St = St/2 = 10$ cm.

Tableau V.12 : Le ferrailage de voile 3.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1er	2901.016	2044.44	3.6	0.2	1.03	11.61	10.8	4.159	15.83	2(7T12)
2,3 ^{émé}	1851.1619	1821.37	3.6	0.2	0.73	3.72	10.8	2.94	11.31	2(5T12)
4,5 ^{émé}	1222.09	1506.86	3.6	0.2	0.46	0.991	10.8	1.87	11.31	2(5T12)
6,7 ^{émé}	923.66	1085.84	3.6	0.2	0.53	0.96	10.8	2.12	11.31	2(5T12)
8,9 ^{émé}	496.04	496.04	3.6	0.2	0.41	0.312	10.8	1.65	11.31	2(5T12)

- Voile 4 : espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 25$ cm.

En zone d'about : $St = St/2 = 12.5$ cm.

Tableau V.13 : Le ferrailage de voile 4.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1 ^{er}	2938.819	1616.59	3.6	0.2	1.2	15.80	10.8	4.82	15.83	2(7T12)
2,3 ^{émé}	1866.20	1419.50	3.6	0.2	0.97	6.60	10.8	3.91	11.31	2(5T12)
4,5 ^{émé}	259.14	1377.78	3.6	0.2	0	0	10.8	0	11.31	2(5T12)
6,7 ^{émé}	217.04	937.59	3.6	0.2	0	0	10.8	0	11.31	2(5T12)
8,9 ^{émé}	515.77	452.89	3.6	0.2	0.85	1.38	10.8	3.4	11.31	2(5T12)

- Voile 5 :

espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

Soit : $St = 20$ cm.

En zone d'about : $St = St/2 = 10$ cm.

Tableau V.14 : Le ferrailage de voile 5.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1 ^{er}	1587.63	1114.13	3.95	0.2	1.70	42.82	11.85	6.80	48.26	2(12T16)
2,3 ^{émé}	3277.28	953.10	3.95	0.2	1.59	23.39	11.85	6.38	24.13	2(6T16)
4,5 ^{émé}	43.54	1122.1036	3.95	0.2	0	0	11.85	0	15.83	2(7T12)
6,7 ^{émé}	52.1103	773.669	3.95	0.2	0	0	11.85	0	15.83	2(7T12)
8,9 ^{émé}	62.70	392.03	3.95	0.2	0	0	11.85	0	15.83	2(7T12)

- **Voile 6 :**

espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm.}$

Soit : $St = 20 \text{ cm.}$

En zone d'about : $St = St/2 = 10 \text{ cm.}$

Tableau V.15 : Le ferrailage de voile 6.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	E (m)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As RPA (cm ²)	Aa ^{adp} (cm ²)	Choix
RDC,1^{er}	5451.241	1007.70	4.35	0.2	1.88	40.52	13.05	7.53	48.26	2(12T16)
2.3^{émé}	3496.1978	837.99	4.35	0.2	1.79	23.66	13.05	7.18	24.13	2(6T16)
4.5^{émé}	2221.08	677.57	4.35	0.2	1.69	13.35	13.05	6.77	15.83	2(7T12)
6.7^{émé}	1722.15	499.75	4.35	0.2	1.71	10.64	13.05	6.86	15.83	2(7T12)
8.9^{émé}	907.21	272.09	4.35	0.2	1.70	5.50	13.05	6.80	15.83	2(7T12)

V.8.2 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

Tableau V. 16 : Résultat de ferrailage horizontal.

Voile	L	Vmax	τu	$\bar{\tau} u$	Condition	At (cm ²)	At min (cm ²)	Atad p (cm ²)	St (cm)	Choix
Voile1	3.6	773.991	1.97	6	Cv	2.4	10.8	11	15	2 x (7 T10)
Voile 2	3.6	1976.54	5.03	6	Cv	6.14	10.8	11	15	2 x (7 T10)
Voile 3	3.6	759.97	1.93	6	Cv	2.35	10.8	11	15	2 x (7 T10)
Voile 4	3.6	773.86	1.96	6	Cv	1.33	10.8	11	15	2 x (7 T10)
Voile 5	3.95	855.30	2.17	6	Cv	2.65	11.85	15.83	15	2 x (7 T12)
Voile 6	4.35	1398.64	3.5	6	Cv	4.27	13.05	15.83	15	2 x (7 T12)

VOILE 1,3: RDC et 1^{ère} étage

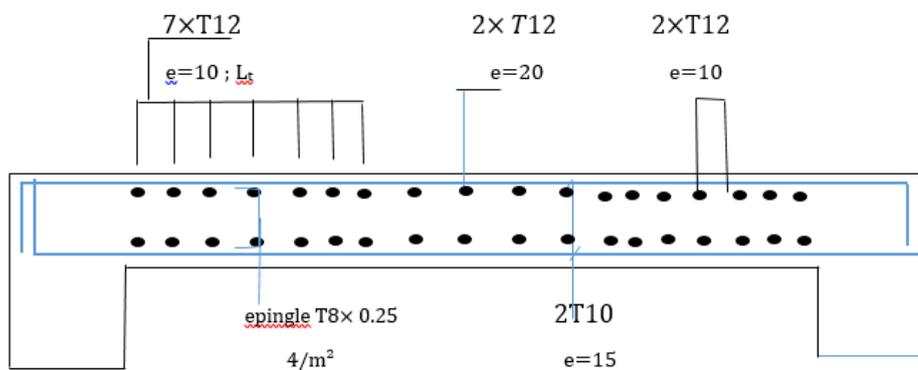


Figure V.11: Exemple du ferrailage du voile 1 ,3

VOILE 2,4: 2^{ème} et 3^{ème} étage.

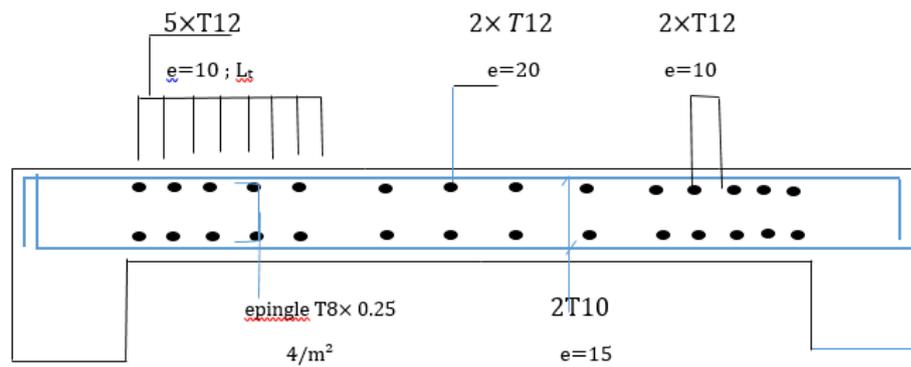


Figure V.12: Exemple du ferrailage du voile 2,4.

VOILE 5,6: 2^{ème} et 3^{ème} étage.

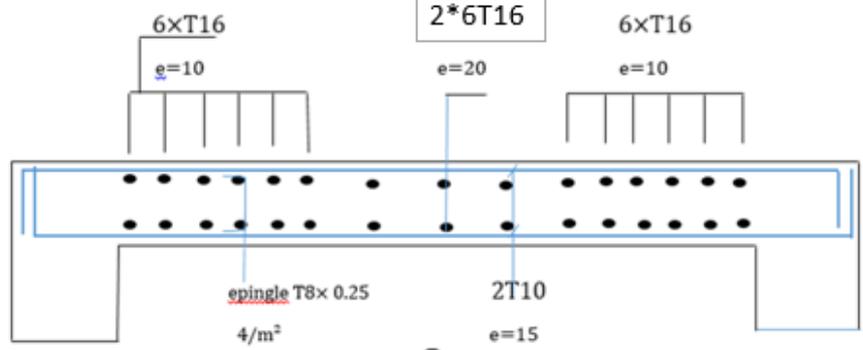


Figure V.13: Exemple du ferrailage du voile 5,6

En conclusion, nous avons atteint quelques points que nous discuterons

Nous avons remarqué une nette différence dans la période de temps entre les deux modèles, car elle était réduite dans le deuxième modèle, ce qui rendait le bâtiment plus durable.

Toutes les justifications ont été respectées(effort tranchant à la base , effort réduit , le déplacement ...), y compris le comportement .

Finalement, nous avons remarqué que la surface d'armature augmentait.

De là, nous concluons que le modèle d'offset est le modèle parallèle au modèle réaliste.

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale due à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, de la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise les fondations superficielles (semelle isolées, filante ou radier général).

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4 Calcul des fondations :

On suppose que l'effet normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol 2 bars.

$S_{néc}$: Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.5 Choix de type de fondation :

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolées et la semelle filante ne passent pas donc on a opté pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution. Vérification Il faut vérifier que :

$$S_n / S_b \leq 50\%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface nécessaires vaut :

$$S_{bâtiment} = 533.91 \text{ m}^2 \text{ (calculer par Socotec formes)}$$

$$S_{néc} / S_{bat} = 310.016 / 533.91 = 58.06 \% > 50 \%$$

La surface nécessaire dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.6 Radier général :

VI.6.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

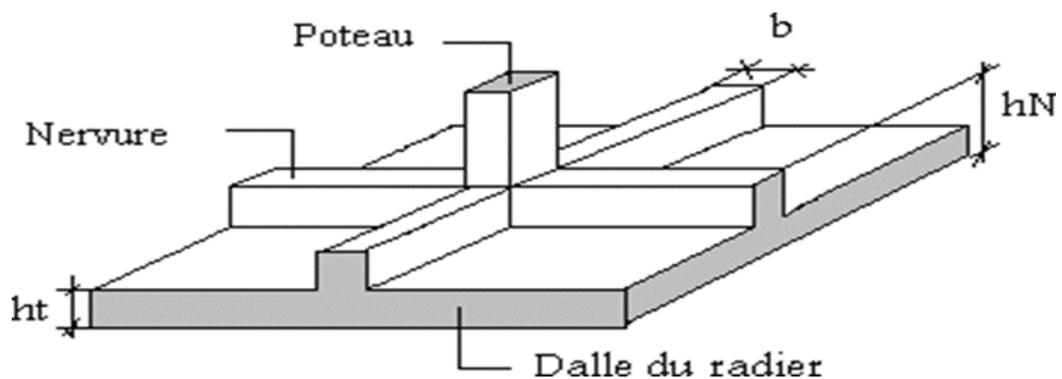


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.6.2 La surface de radier :

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 ETABS 18.

$$N_{ser} = 62003.36 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$$

On trouve : $S_{nec} \geq 310.02 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 533.91 \text{ m}^2$

$S_{nec} = 310.02 \text{ m}^2 < S_{bat} = 533.91 \text{ m}^2$

a. Calcul du D (débordement)

Choix $L_d = 50 \text{ cm}$

$\rightarrow S_{débord} = L_d \times P_{ba}$

$\rightarrow S_{débord} = L_d \times P_{bat} = 0,5 \times 70.85 = 35.425 \text{ m}^2$

$S_{rad} = S_{bat} + S_{débord} = 533.91 + 35.425 = 569.33 \text{ m}^2$

VI.6.3 Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{max} = 5,10 \text{ m}$

$$510 / 25 \leq h_1 \leq 510 / 20$$

$$20.4 \leq h_1 \leq 25.5$$

$h_1 \geq 25 \text{ cm}$

a. Condition de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

Avec :

$$T_u = \frac{q \cdot L}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = 48905.8716 \text{ kN}$; $L = 5.1 \text{ m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{q \cdot L}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h2 \geq (N_u \cdot L \cdot 1ml) / (2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h))$$

$$= 84905.87 \times 10^3 \times 5100 \cdot 10^3 / 2 \times 569.335 \times 10^6 \times 1000 \times 0,9 \times 25$$

$$= 16.90 \text{ cm}$$

$$h \geq \max(h1 ; h2) = 25 \text{ cm.}$$

Pour des raisons constructif on adopte **h = 25 cm.**

2. Nervure :

a. Condition de coffrage

$$b \geq L_{max} / 10 ; \quad b \geq 510 / 10 = 51 \text{ cm} \rightarrow b = 55\text{cm}$$

b. La hauteur de nervure :

1. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

$$510 / 15 \leq h_N \leq 510 / 10 ; \quad 34 \leq h_N \leq 51$$

$$h_{N1} = 51 \text{ cm}$$

3. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante : $\frac{\pi}{2} L_e \quad L_{max} \leq$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E : Module de Young (E = 20000 MPa).

K : Coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen) :

- K = 0,5 [kg/cm³]..... Pour un très mauvais sol.
- K = 4 [kg/cm³]Pour un sol de densité moyenne.
- K = 12 [kg/cm³]..... Pour un très bon sol.

a = 0,5 : Largeur de poteau.

I : Inertie de la section transversale du radier $(I = \frac{b \cdot h^3}{12})$

Pour un sol de densité moyenne on a K = 4 Kg/cm³.

L : distance maximale entre deux poteaux : 5,5 m².

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2 \cdot L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{n2} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 0.04 \cdot (2 \cdot 5.100)^4}{20000 \cdot \pi^4}} = 87.36 \text{ cm}$$

$$h_N \geq \max (h_{N1}; h_{N2}) = 87.36 \text{ cm}$$

On opte : $h_n = 90\text{cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 25\text{ cm}$.
- Les dimensions de la nervure : $h = 90\text{ cm}$.
- $b = 55\text{ cm}$

VI.6.4 Caractéristiques géométriques du radier :

A . Position du centre de gravité :

$$XG = 21.46\text{ m}$$

$$Yg = 898\text{ m}$$

b. Moment d'inertie :

$$I_{xx} = 13811.44\text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 81652.16\text{ m}^4$$

VI.6.5 Vérifications Nécessaires :

VI.6.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) [1], quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la

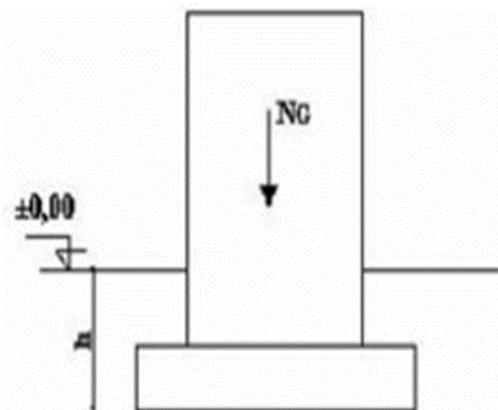


Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment.

centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure.

B : la largeur du radier.

• **Suivant le sens x-x :**

$$B_x = 42.9 \text{ m} \rightarrow B_x / 4 = 10.73 \text{ m}$$

• **Suivant le sens y-y :**

$$B_y = 19.30 \text{ m} \rightarrow B_y / 4 = 4.83 \text{ m}$$

h = Ancrage de l'ouvrage.

$$h = 2 \text{ m.}$$

Sens x-x :

$$M_0 = 42782.31 \text{ kN.m} ; V_0 = 6283.6 \text{ kN} ; h = 2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 55349.51 \text{ kN.m}$$

On a : $N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$\text{Donc : } N_{ser} = 65561.67 \text{ kN}$$

$$e_0 = M_R / N_r = 55349.51 / 65561.51 = 0.84 < 10.73 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 32241.75 \text{ kN.m} ; V_0 = 4767.04 \text{ kN} ; h = 2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } MR = 41775.83 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = MR / N_r = 41775.83 / 65561.67 = 0.64 < 4.83 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.6.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = 65561.67 / 569.33 = 115.16 < 250 \quad \text{CV}$$

B. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

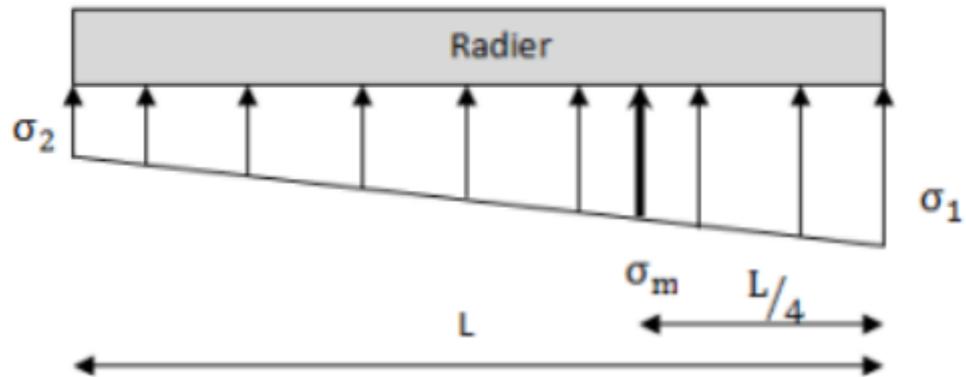
On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5 \cdot \sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \cdot \sigma_{sol}.$$



$$M_x = 55349.51 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 41775.83 \text{ kN.m}$$

$$S = 569.33 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 13811.44 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 81652.16 \text{ m}^4$$

V : centre de gravité.

$$V_x = 21.46 \text{ m}$$

$$V_y = 9,188.98 \text{ m}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

➤ **E.L.U :**

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$$

$$N_u = 93835.91 \text{ kN}$$

Tableau VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m(L/4)$ (kN/m ²)
Sens x-x	250.81	79	207.86
Sens y-y	169.41	160.22	167.11
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5.\sigma_{sol} = 300\text{MPa}$	$\sigma_{2max} > 0$	$\sigma_m < 266 \text{ MPa}$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **E.L.S :**

$N_{ser} = 65561.67 \text{ kN}$

. Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m(L/4)$ (kN/m ²)
Sens x-x	201.27	29.16	150.95
Sens y-y	119.75	110.56	117.45
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5.\sigma_{sol} = 300\text{MPa}$	$\sigma_{2max} > 0$	$\sigma_m < 266 \text{ MPa}$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{E.L.U} : \sigma_u = \sigma (/4) = 207.86 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : \sigma_{ser} = \sigma (/4) = 158.74 \text{ kN/m}^2$$

VI.6.6 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.6.6.1 Ferrailage de la dalle du radier :

a. Valeur de la pression sous radier :

$$\text{E.L.U} : q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 207.76 \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 158.74 \text{ kN/m}$$

B. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

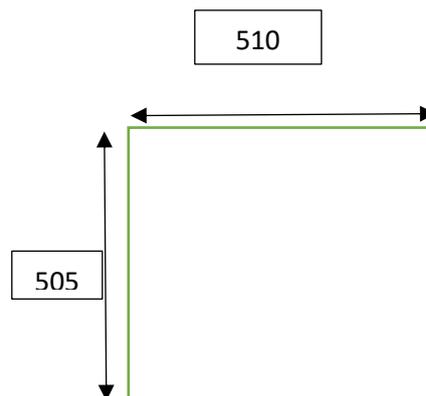


Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier.

C .Calcul des moments :

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = L_x / L_y$ et de ν .

ν : coefficient de poisson 0 à l'E. L. U

0,2 à l'E. L.S

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99".

$$\rho = L_x / L_y = 5,1 / 5,05 = 1 > 0,4$$

Donc la dalle travaille suivants les deux sens .

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1,0000$$

$$M_x = 0,0368 \times 207.86 \times 5.1^2 = 198.96 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1 \times 198.96 = 198.96 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 \cdot M_x = 169.11 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 99.48 \text{ kN.m}$$

d. Ferrailage de la dalle :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 22.5 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$;
 $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Tableau VI.3 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	Mu (kN.m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (mm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp
	x-x	169.11	0,196	0	0,275	200.25	19,41	7T20	21,99
	y-y								
Appuis	x-x	99.48	0,115	0	0,153	211.21	10,16	6T16	12,06
	y-y								

e. Vérifications nécessaires :

1. Espacement :

$$Esp \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (75\text{cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens x-x : } St = 100 / 7 = 14,28 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ On opte } St = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Sens x-x : } St = 100 / 6 = 16,66 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ On opte } St = 16 \text{ cm}$$

2. Condition de non fragilité :

$$As_{\min} = 0,23. b. d. f_c 28 / f_e = 0,23 \times 100 \times 22.5 \times 2,4 / 500$$

$$As_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 < As_{\text{adp}} = 12.06 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée

3 .Vérification à l'E.L.S :

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0441$$

$$\mu_y = 1,0000$$

$$M_x = 0,0441 \times 158.24 \times 5,10^2 = 181.51 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1 \times 181.51 = 181.51 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85.M_x = 154.28 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 90.76 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.4: Vérification des contraintes.

	Sens	Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	154.28	21,99	17.07	18	361.79	250	Non
	y-y							
Appuis	x-x	90.76	12,06	12.25	18	375.62	250	Non
	y-y							

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	Mser (kN.m)	Choix	As (cm ²)	σbc (MPa)	σ̄bc (MPa)	σs (MPa)	σ̄s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	154.28	8T25	39,27	14.45	18	210.1 8	250	Oui
	y-y								
Appuis	x-x	90.76	8T20	25,13	9,64	18	187.7 4	250	Oui
	y-y								

4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

Avec :

qu = 207.86 kN ; L = 5.1 m ; b = 1m

Tu = q. L / 2 = 207.86 × 5,1 / 2 = 530.04 kN

τu = 530.04 × 10³ / 1000 × 225 = 2,36 MPa < 3MPa C. V

8×T25

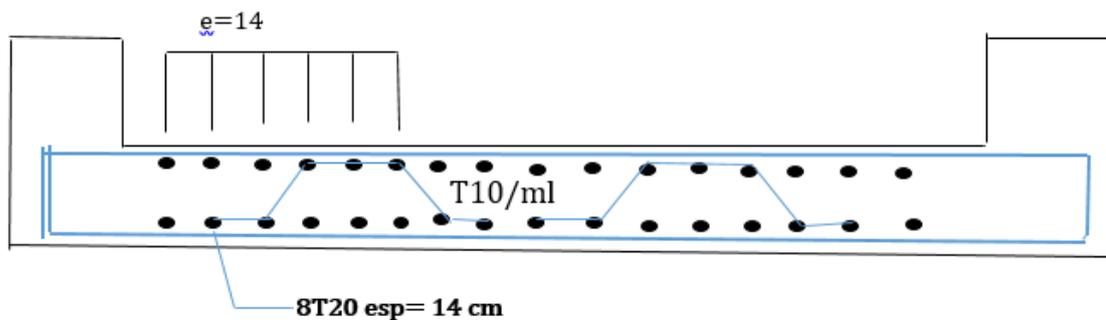


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.

VI.6.7 Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «BAEL91 modifier 99»

$$\text{On a : } M_0 = q.L^2 / 8$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85.M_0$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5.M_0$$

b. Calcul des armateurs :

$$b = 55 \text{ cm ; } h = 90 \text{ cm ; } d = 81 \text{ cm}$$

- Sens porteur : $L = 5,5 \text{ m ; } q = 207.86 \text{ kN/ml}$

$$\text{On a : } M_0 = q.L^2 / 8 = 207.86 \times 5,1^2 / 8 = 675.80 \text{ kN.M}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 675.80 = 574.43 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5 \times 675.8 = 337.9 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	Mu (kN.m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (mm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp
Travée	574.43	0,094	0	0,123	770.11	17.15	9T16	18.10
Appuis	337.9	0,055	0	0,070	787.07	9.86	5T16	10.05

- Sens non porteur : $L = 5,5 \text{ m ; } q = 207.86 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	Mu (kN.m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (mm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp
Travée	563.23	0,092	0	0,120	770.93	15.79	9T16	18.10
Appuis	331.31	0,054	0	0,069	787.5	9.67	5T16	10.05

c. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s \text{ min} = 0,23. b. d. f_{c28} / f_e = 0,23 \times 55 \times 55 \times 2,4 / 500$$

$$A_s \text{ min} = 4.92 \text{ cm}^2 < A_s \text{ adp}$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

2. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

- $L = 5,1 \text{ m}$; $q = 158.24 \text{ kN/ml}$

$$\text{On a : } M_0 = q.L^2 / 8 = 158.24 \times 5,1^2 / 8 = 514.48 \text{ kN. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 514.48 = 437.31 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5 \times 514.48 = 257.24 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

Sens	Position	Mser (kN.m)	As (cm ²)	σbc (MPa)	σ̄bc (MPa)	σs (MPa)	σ̄s (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	437.31	18.10	9.36	18	343.52	250	Non
	Appuis	257.24	10.05	5.46	18	281.03	250	Non
Non porteur	Travée	428.77	18.10	8,98	18	324.17	250	Non
	Appuis	252.22	10.05	6,62	18	335.38	250	Non

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'E.L.S (correction)

3 .Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Sens	Position	Mser (kN.m)	Choix	As	σbc	σ̄bc	σs (MPa)	σ̄s (MPa)	Vérification
			$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa})$						
Porteur	Travée	437.31	14T16	28.15	7,82	18	217.19	250	Oui
	Appuis	257.24	9T16	18.10	5.39	18	194.48	250	Oui
Non porteur	Travée	428.77	14T16	28.15	6.91	18	194.92	250	Oui
	Appuis	253.22	9T16	16.05	5.30	18	191.1	250	Oui

On doit vérifier que :

Avec : $q_u = 207.86 \text{ kN} ; L = 5.1 \text{ m} ; b = 55 \text{ cm}$

$$T_u = q \cdot L / 2 = 207.86 \times 5,1 / 2 = 530.04 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 530.03 \times 10^3 / 550 \times 810 = 1,19 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

D .Armateurs transversale :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,8 \cdot f_e} \quad (k = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) [2]$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$At \cdot fe / b0.St \geq \max (u/ 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,6\text{MPa}$$

• RPA99 version 2003 [1]

$$At/ St \geq 0,003.b0$$

$$St \leq \min (h 2 ; 12\emptyset l) = 19 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Zone nodale}$$

$$St \leq h / 2 = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Zone courante}$$

Avec :

$$\emptyset l \leq \min (h 35 ; \emptyset l ; b 10)$$

$$\emptyset l = 1.6 \text{ cm}$$

$$fe = 500\text{MPa} ; \tau_u = 1,19 \text{ MPa} ; ft28 = 2,4 \text{ MPa} ; b = 55 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm}$$

On trouve :

$$St = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$St = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Tableau VI.10 : Choix des armateurs transversaux

	Section	Zone	St (cm)	Øt (cm)	Atcal (cm ²)	Choix	At (cm ²)
Nervures	55*90	Nodale	15	1.6	2.48	4T10	3.14
		Courant	30		4.95	8T10	6.28

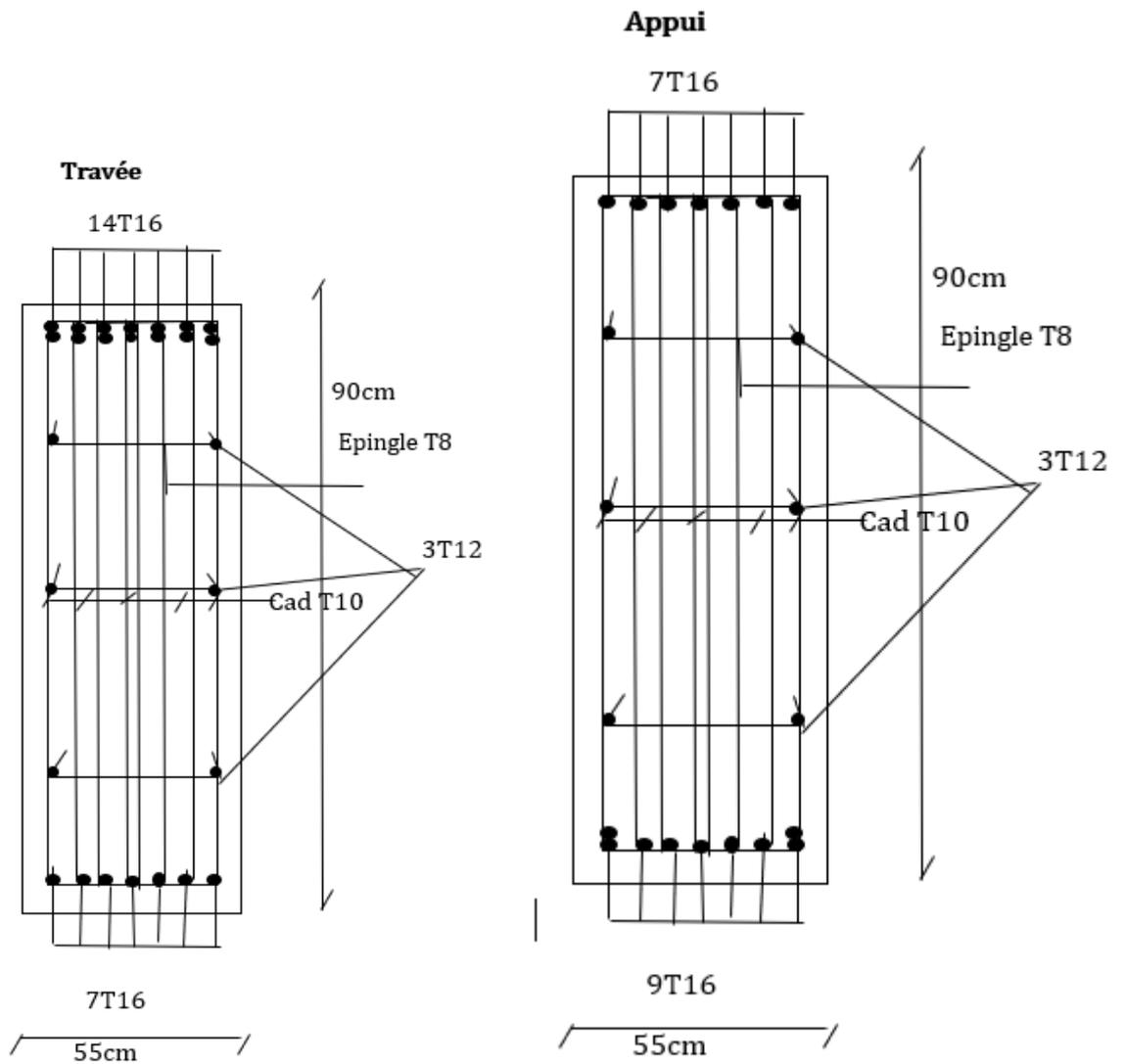


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (les deux sens)

1. Armateur de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

VI.6.8 Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,60 \text{ m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

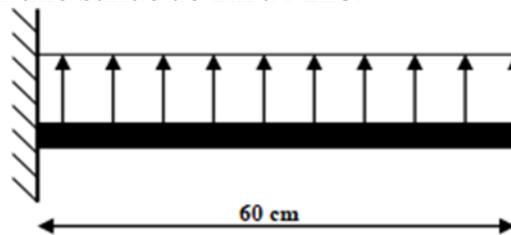


Figure VI.8 : Schéma statique du débord.

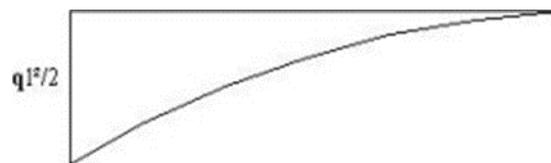


Figure VI.9 : Diagramme des Moments.

Calcul de ferrailage :

$q_u = 207.86 \text{ kN/ml}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 28 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$,

$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 = 207.86 \times 0.6^2 / 2 = 25.98 \text{ kN.m}$

Tableau VI.11 : Ferrailage du débord

	Mu (kN.m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (mm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp	Esp
	25.98	0,030	0	0,038	221.58	2.69	4T12	4.52	25

Conclusion Général :

CONCLUSION GENERALE :

Dans notre projet de fin d'études intitulé " L'effet de l'offset dans la modélisation des bâtiments – cas d'études d'un bâtiment RDC+9 à usages ". Ce travail modeste nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre parcours universitaire, de les approfondir en se basant sur des documents techniques et réglementaires, d'utiliser des logiciels de calcul modernes tels que ETABS, SOCOTEC et Excel pour minimiser les erreurs de calcul manuel et gagner du temps dans l'étude, Ainsi de mettre en évidence les principes de base à prendre en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé. Après la finalisation de notre étude, certains points nous semblent importants à souligner :

- Le Pré-dimensionnement est une étape préliminaire mais essentielle dont le calcul des éléments structuraux du bâtiment, qui peuvent être significativement modifiées après l'étude dynamique du projet.

- La disposition des voiles joue un rôle important que leur quantité dans la structure. Elle a un impact déterminant sur le comportement de celle-ci face aux charges horizontales.

- La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel ETABS18 nous a permis de calculer les différents éléments de la superstructure, ce qui facilite les calculs, nous rapproche de la réalité et nous fait gagner un temps considérable dans l'analyse de la structure.

- En conclusion, nous avons atteint quelques points que nous discuterons .Nous avons remarqué une nette différence dans la période de temps entre les deux modèles, car elle était réduite dans le deuxième modèle, ce qui rendait le bâtiment plus durable.

Toutes les justifications ont été respectées(effort tranchant à la base , effort réduit , le déplacement ...) , y compris le comportement .

Finalement, nous avons remarqué que la surface d'armature augmentait.

De là, nous concluons que le modèle d'offset est le modèle parallèle au modèle réaliste.

Conclusion Général :

Enfin, ce projet nous a offert l'opportunité d'entrer en interaction avec le domaine professionnel de l'ingénierie civile et de mettre en pratique nos connaissances théoriques.

Annexes

ANEXE 1 :**Les escaliers**

Un escalier est une structure composée de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment ou une construction. Les escaliers sont conçus pour supporter le poids des utilisateurs et de leur chargement et doivent être construits selon des normes de sécurité et de réglementation en vigueur. Les escaliers peuvent être fabriqués à partir de différents matériaux tels que le béton, l'acier, le bois ou la pierre, et leur conception dépendra du contexte de leur utilisation, de l'espace disponible et des besoins spécifiques des utilisateurs.

Définition les éléments d'un escalier :

- Un escalier est caractérisé par :

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

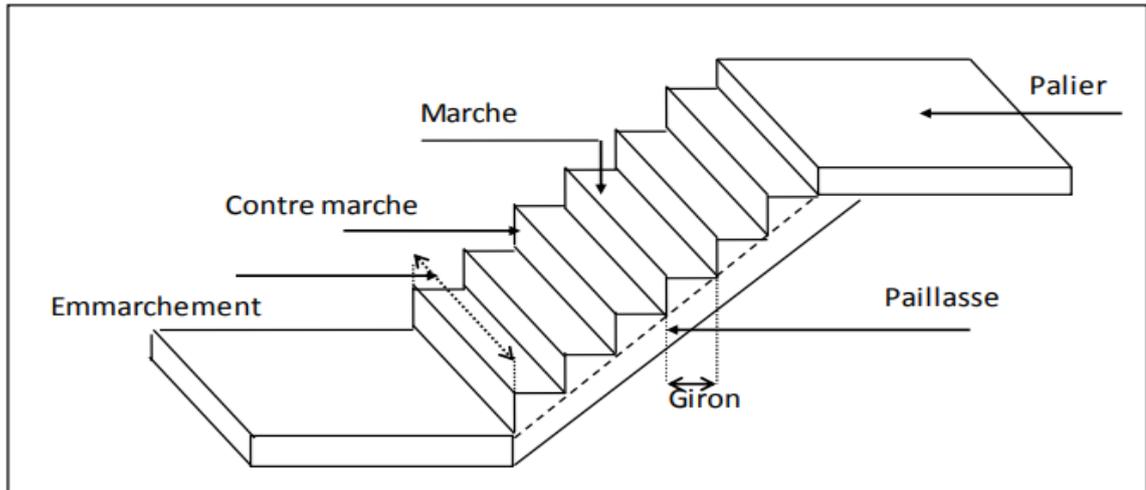


Figure : Les éléments d'un escalier

Détermination nombre de marches :

- **Dimensions des escaliers :**

-Pour les dimensions des marches (g) et (h) on utilise généralement la formule de blondel :
 $59[cm] \leq g + 2h \leq 66 [cm]$

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

$$H = h \times n$$

he : est la hauteur d'étage

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

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

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

On remplace (2) et (3) dans (1)

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

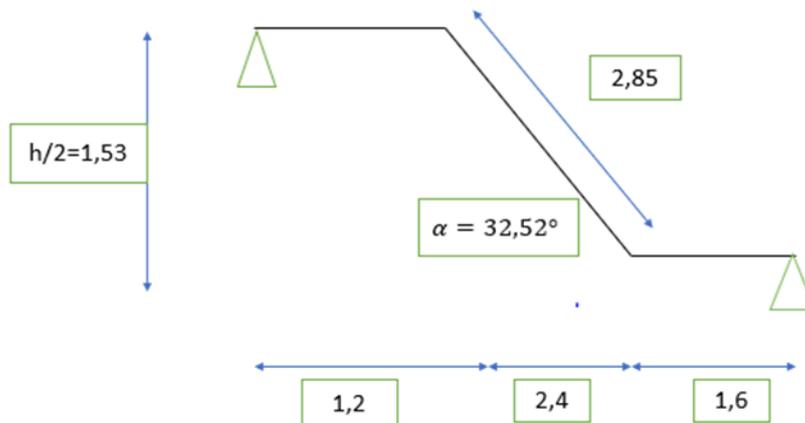


Figure : Schéma statique de l'escalier.

- L'inclinaison de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- L : Portée en plan de la volée (L = 2.4 m)

Pour un bâtiment d'habitation, on prend : $(g+2h) = 64$

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

$$64 n^2 - n (64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0$$

$$\Delta = 610^2 - 4(64 \times 306) = 293764$$

$$\left[\begin{array}{l} n_1 = \frac{610 - \sqrt{293764}}{2 \times 64} = 0.53 \\ n_2 = \frac{610 + \sqrt{293764}}{2 \times 64} = 9 \end{array} \right.$$

- On prend le nombre de marche $n = 9$
- Le nombre de contre marche $n-1 = 8$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \quad \Longrightarrow \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \quad \Longrightarrow \quad g = 30 \text{ cm}$$

- Les vérifications de l'équation de BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \text{ CV} \\ 24\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm} \text{ CV} \end{array} \right.$$

$$24\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm} \text{ CV}$$

$$2h+g$$

$$(2*17) + 30 = 64 \text{ cm} \implies 58 < 64 \leq 64 \text{ vérifiée}$$

Détermination de l'épaisseur :

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

$$l = 1.2 + 2.85 = 4.05 \text{ m}$$

$$\frac{405}{30} \leq e \leq \frac{405}{20} \implies 13.5 \leq e \leq 20.25$$

Donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

Evaluation des charges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le D.T.R.B.C.22

a. Charge permanente :

- Charges permanentes Palier :

Tableau III 1: Poids propre du palier de repo de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Poids propre du palier	0.2	25	5
4	Enduit ciment	0.02	10	0.2
5	Mortier de pose	0.02	20	0.4
G			6.54	

Charge d'exploitation Palier : $Q_1=2,50 \text{ KN/m}^2$

Charge permanentes Paillasse :

Tableau III 2: Poids propre du Paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0.02	20	0.4
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre de la paillasse	$0.2/\cos 32.52$	25	5.93
5	Poids des marches	$0.17/2$	25	2.125
6	Enduit en platre	0.02	10	0.2
G				9.595

Charge d'exploitation : $Q_2=2,50 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges

E.L.U :

Palier : $q_1 = (1.35 \times 6.54) + (1.5 \times 2.5) = 12.579 \text{ kN/m}^2$

Paillasse : $q_2 = (1.35 \times 9.595) + (1.5 \times 2.5) = 16.703 \text{ kN/m}^2$

E.L.S :

Palier : $q_1 = 6.54 + 2.5 = 9.04 \text{ kN/m}^2$

Paillasse : $q_2 = 9.595 + 2.5 = 12.095 \text{ kN/m}^2$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

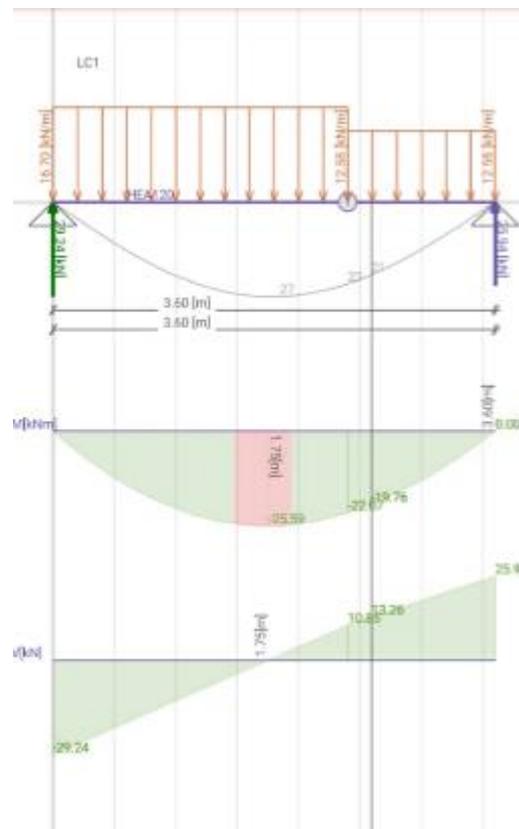


Figure : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant de l'escalier.

Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une Bande de 1 m de largeur, avec :

On prend :

$$M_{\text{umax}} = 25.59 \text{ kN.m}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$$\text{Travée : } M_{\text{umaxtravée}} = 0.85 M_{\text{umax}} = 0.85 \times 25.59 = 21.752 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{21.752 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 17} = 0.039 < \mu_R$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.05$$

$$Z = 180(1 - 0.4 \times 0.05) = 176.4 \text{ mm}$$

$$A_{scal} = \frac{21.752 \times 10^6}{176.4 \times 434.783} = 283.61 \text{ mm}^2$$

$$\text{Choix } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad \underline{\underline{0.848}} \leq A_r \leq 1.695 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

??

$$\text{Appui : } M_{umaxappui} = 0.3 M_{umax} = 0.3 \times 25.59 = 7.677 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{7.677 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 17} = 0.014 < \mu_R = 0.371$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.018$$

$$Z = 180(1 - 0.4 \times 0.018) = 178.704 \text{ mm}$$

$$A_{scal} = \frac{7.677 \times 10^6}{176.4 \times 434.783} = 98.80 \text{ mm}^2$$

$$\text{Choix } 3T10 = \underline{\underline{2.36}} \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 0.59 \leq A_r \leq 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Tableau : Calcul du ferrailage

	M (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s'	A	Z (mm)	Ascal (cm ²)	choix	Ar (cm ²)	St (cm)
T	21.752	0.039	oui	0	0.05	176.4	2.84	3T12	3T8	20
A	7.677	0.018	oui	0	0.018	178.704	0.98	3T10	2T8	25

Vérification E.L.S :

On prend $M_{sermax} = 18.51 \text{ kN.m}$

- **Travée** : $M_{sermaxtravée} = 0.85 M_{sermax} = 0.85 \times 18.51 = 15.734 \text{ kN.m}$
- **Appui** : $M_{sermaxtravée} = 0,3 M_{sermax} = 0.5 \times 18.51 = 4.653 \text{ kN.m}$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + n \cdot A' \cdot s \cdot (y - d') - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 - 15(2.84)(18 - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 + 42.6y - 766.8 = 0$$

$$\Delta = 155174,76 \quad \sqrt{\Delta} = 393.922$$

$$y_1 = \frac{-42.6 - 393.922}{100} = -4.365 < 0$$

$$y_2 = \frac{-42.6 + 393.922}{100} = 3.513 \text{ cm}$$

On prend : $y = 3.513 \text{ cm}$

- Moment d'inertie :

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

$$I = 100 \left(\frac{3.513^3}{3} \right) + 15 \times 2.84 (18 - 3.513)^2 = 10385.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{15.734 \times 10^6}{10385.74 \times 10^4} \times 35.13 = 5.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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 $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tableau : Vérification des contraintes du béton.

	Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
Travée	15.734	2.84	5.32	18	Vérifiée
Appui	4.653	0.98	3.6	18	Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$T_u = 25.59 \text{ kN}$

$\tau_u = T_u \cdot d = \frac{25.59 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.142 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2 \times f_{ct} \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$

$\Rightarrow 0,142 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{20}{405} = 0.049 < 0,062 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{3.39}{100.18} = 1.883 \cdot 10^{-3} < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \frac{h}{L} = 0,035 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,085 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

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

Flèche totale :

$\Delta f_T = f_v - f_i \leq f$

Tel que $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5,00$ m

$f = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5,00$ m

Donc : $f = \frac{405}{500} = 0.81$ cm

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

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

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

$$Ifi = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$Ifv = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05ft28}{\delta\left(2 + \frac{3b}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{pour la déformation instantanée } Ft28 = 0,6 + 0,06.fc28$$

$$\lambda_v = \frac{0,02ft28}{\delta\left(2 + \frac{3b}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{pour la déformation différée}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75ft28}{4\delta\sigma_s + ft28}$$

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

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

Tableau : Calcul de la flèche

Mser (kN.m)	As (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I0 (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
15.734	2.84	0.0015	307.78	16	6.4	0.010	68145.06	64620.32	64046.1

- **Calcul des modules de déformation :**
-

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{Mserl^2}{10E_i I_{fi}} = 1.168 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{Mserl^2}{10E_v I_{fv}} = 3.50 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,662 \text{ cm} < f = 0,85 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

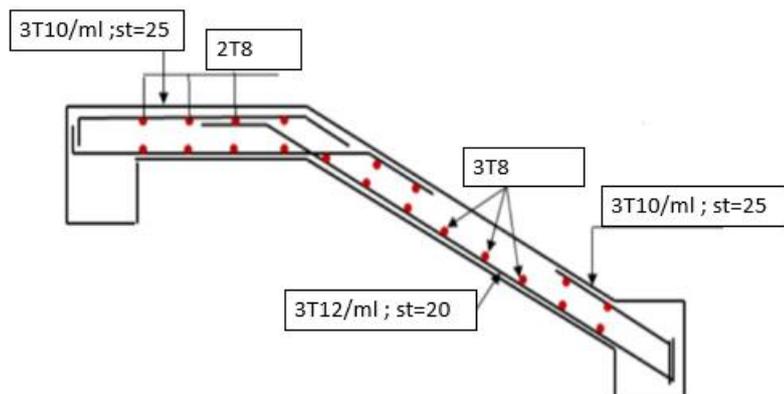


Figure : Schéma de ferrailage de l'escalier

ANEXE 2

Balcon :

Le balcon est constitué par une simple dalle faisant suite à la dalle du plancher de l'étage. Les balcons seront étudiés comme des consoles, soumises aux différentes charges :

- Un poids propre **G**
- La surcharge d'exploitation **Q**
- Charge concentrée à son extrémité libre, due au poids du garde-corps **P**

$$L_x = 100 \text{ cm donc } : e \geq \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de 15 cm pour les balcons.

Type des balcons

On a un seul type de balcons.

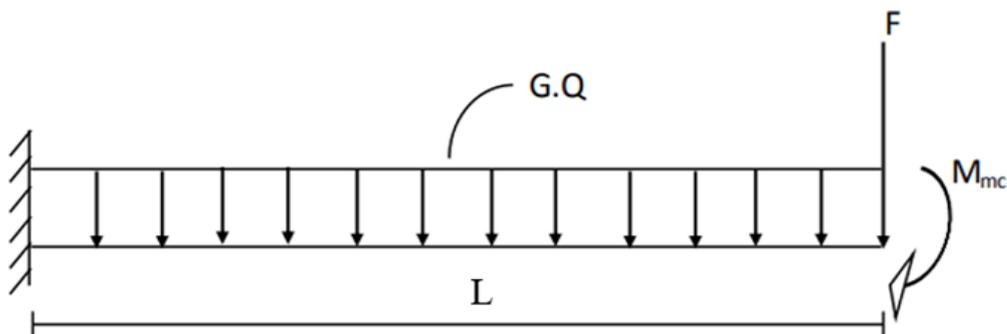


Figure : Schéma statique de Balcon.

Evaluation des charges :**a . Charge concentrée de garde-corps :**

Tableau : charge permanente de garde-corps

Élément	Masse surfacique (kN)
Poids de mur (brique creuse 10cm)	$0.1 \times 9 = 0.9 \text{ kN/m}^2$
Enduit en ciment (2×2cm)	$2 \times 0.02 \times 18 = 0.72 \text{ kN/m}^2$
$\Sigma G = 1.62 \text{ kN/m}^2$	
$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$	

a. **Moment du à la main courante :**

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

III.2.2 Calcul des sollicitations

$$\text{E.L.U} : q = (1.35 \times 4.97) + (1.5 \times 3.5) = 11.96 \text{ kN/ml}$$

$$F = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S} : q = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ kN/ml}$$

$$F = 1.62 \text{ kN}$$

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

$$M(x) = - [Fx + q \cdot x^2/2 + Mmc] \quad ; \quad T(x) = -[F + qx]$$

Tableau : Efforts internes de balcon

	ELU	ELS
M (kN.m)	-9,17	-6,86
T (kN)	-14,15	-10,09

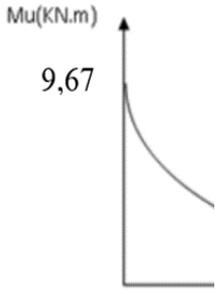


Figure : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Figure :
Diagramme du moment
fléchissant à
l'ELU.

Ferraillage de balcon à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple, pour une section rectangulaire (b×h) = (100×15)

d = 13.5 cm ; fc28 = 30MPa ; fe = 500 MPa ; fbc = 17 MPa

M (kN.m)	μ	μ < μ _R	As'	α	Z (mm)	Ascal (cm ²)	choix	Ar (cm ²)	St (cm)
6,86 9.17	0.030	Oui	0	0.038	132,45	1.59	5T10	4T8	20

Vérification ELS :

Position de l'axe neutre

On a: d = 0.9h = 13.5 cm ; h = 15 cm ; b = 100 cm

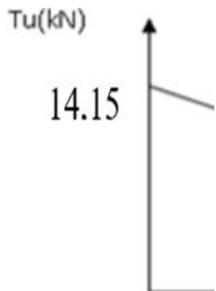
Figure :
Diagramme du moment
fléchissant à
l'ELS.

$$100/2 * y^2 - 15 \times 3.93(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58,95y - 795.82 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 403.29$$

$$y_1 = \frac{-58.95 - 403.29}{100} = -4.62 < 0$$



$$\frac{-58.95 + 403.29}{100} = 3.45$$

$$y = 3.45 \text{ cm}$$

Moment quadratique :

$$I = 100 \left(\frac{y^3}{3} \right) + nA_s'(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \left(\frac{3.45^2}{3} \right) + 15 * 3.93(13.5 - 4.45)^2 = I = 7322.89 \text{ cm}^4$$

$$3.93(13.5 - y)$$

$$= 0$$

Calculs des contraintes :

$$50y^2 + 58,95y - 795.82 = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{6.86 * 10^6}{7322.89 * 10^4} * 34.5 = 3.23 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\Delta} = 403.29$$

$$\bar{\sigma}_b c = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPa}$$

.....**cv**

$$y_1 = \frac{-58.95 - 403.29}{100} = -4.62 < 0$$

La fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [2,3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [333,33 ; 215,55] \quad \bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n M_s I . (d - y) = 15 \times 6,86 \times 10^6 / 7322,87 \times 10^4 \times (135 - 34,4) = 141,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$T_u \text{ max} = 14,15 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = T_u \text{ max} / b . d = 14,15 \times 10^3 / 1000 \times 135 = 0,105 \text{ MPa}$$

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

Donc : la condition est vérifiée

Vérification de la flèche :

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

$$h / L \geq 1 / 16 \quad ; \quad h / L = 0,15 > 0,062 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_s / b . d \leq 4,2 / f_e \quad ; \quad A_s / b . d = 3,93 / 100 \times 13,5 = 0,0029 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

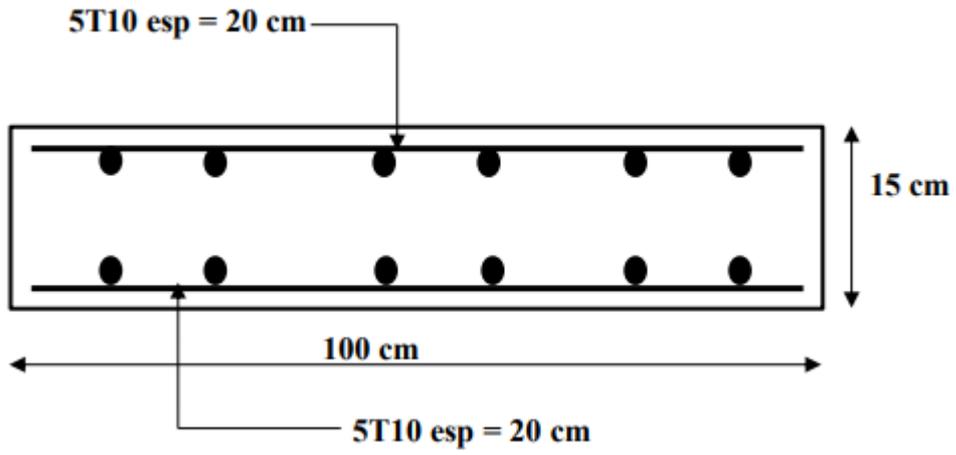
$$h / L > M_t / 10 . M_0 \quad ; \quad h / L = 0,15 > M_t / 10 . M_0 = 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

Le balcon sera ferrailé comme suit

- Armateurs principales : **5T10 (A = 3.53 cm²)**
- Armateurs de répartition : **4T8 (A = 2.01 cm²)**





: Schéma de ferrailage de balcon

ANNEXE 4 :

L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Son calcul se fait à la flexion composé pour une bande de 1 m.

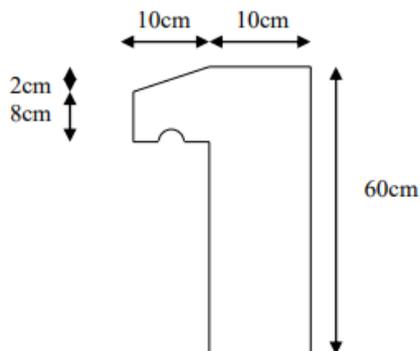


Figure : Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G = \rho_b \times S$$

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

S : La surface transversale totale.

$$S_t = S_1 + S_2 - S_3 = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - ((\frac{0.02 \times 0.1}{2}))]$$

$$S_{\text{total}} = 0.069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = (0.069 \times 25) = 1.725 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($e_p = 2 \text{ cm}$) :

$$G_2 = [(0.1 + 0.6) \times 2 \times 0.02 \times 15] = 0.42 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2.145 \text{ kN}$$

Anexes

- **Dimensions de l'acrotère :**
 - La largeur : 100 cm
 - L'épaisseur : 10 cm
 - La hauteur : 60 cm

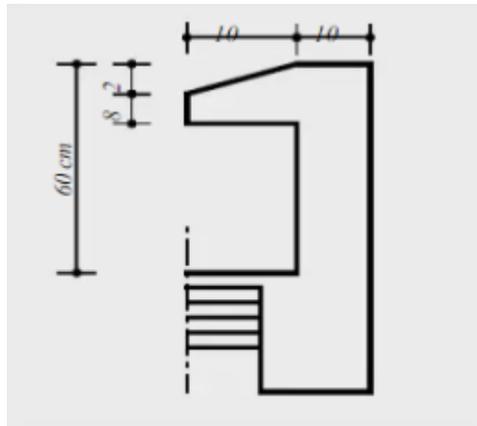


Figure : Coupe verticale de l'acrotère

Inventaire des charges

Le ferrailage se calcul pour une section rectangulaire de longueur 1m.

- Poids propre « G » : $G = 2.145 \text{ kN/m}$
- Surcharge d'exploitation « Q » : $Q = 1 \text{ kN/ml}$
- Force sismique : $F_p = 4.A. C_p. W_p [1]$

Avec :

F_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

A : coefficient d'accélération la zone obtenu dans [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1] pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8 [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre bâtiment, on a :

Zone sismique IIb ; groupe d'usage 2

$A = 0.20$; $C_p = 0.8$ (élément console) ; $W_p = 2.145 \text{ kN}$

$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.145 = 1.373 \text{ kN}$

Calcul de sollicitations

$$Q_h = \text{Max} (1.5Q; F_p) = \text{Max} (1.5; 1.03) = 1.5 \text{ kN}$$

$$Q_h = 1.5 \text{ kN/ml}$$

E.L.U:

$$N_u = 1.35.G = 1.35 \times 2.145 = 2.89 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5.Q_h.h = 1.5 \times 1.5 \times 0.6 = 1.35 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1.5.Q_h = 2.25 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_s = G = 2.145 \text{ kN}$$

$$M_s = Q_h \times h = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$V_s = Q_h = 1.5 \text{ kN}$$

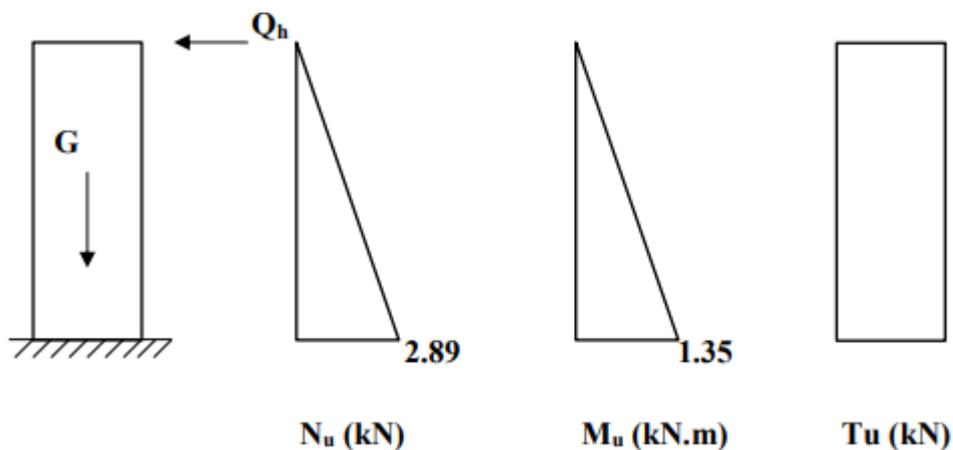


Figure : Diagramme des efforts à l'ELU.

Ferraillage de l'acrotère à l'E.L.U :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}.$$

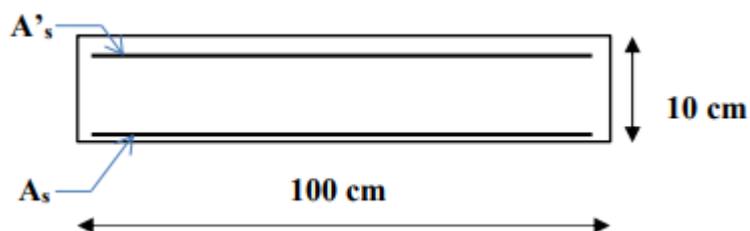


Figure : Ferrailage de l'acrotère

a. Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 = excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = M_u / N_u = 1.35 / 2.89 = 0.467 \text{ m}$$

$$d = h / 2 - c = 10 / 2 - 2 = 3 \text{ cm} < e_1 = 46.7 \text{ cm}$$

e_2 = excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = 3 \cdot L_f^2 / h \cdot 10^4 (2 + \alpha \varphi)$$

$$L_f = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} ; \varphi = 2$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (φ Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$).

$$\alpha = h \cdot [1 - M_u / 1.5 M_{ser}]$$

$$\alpha = 10 [1 - 1.35 / 1.5 \times 0.9] = 0$$

$$e_2 = ((3 \times 1.2^2) / (0.1 \times 10^4)) (2 + 0) = 0.00864 \text{ m}$$

e_a = excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution)

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; l / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 100 / 250) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.467 + 0.00864 + 0.02 = 0.49 \text{ m}$$

$$d = h / 2 - c = 10 / 2 - 2 = 0.03 \text{ m} < e = 0.49 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC)

a. Calcul du M_f :

$$M_u = e \cdot N_u = 0.49 \times 2.89 = 1.416 \text{ kN. m}$$

$$M_f = M_u + N_u (d - h / 2) = 1.416 + 2.89 (0.09 - 0.1 / 2) = 1.53 \text{ kN. m}$$

$$f_{bc} = 0.85 \times 30 / 1.5 = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = M_f / b \times d^2 \times f_{bc} = 1.53 \times 10^6 / 1000 \times 90^2 \times 17 = 0.011 < \mu_r$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014$$

$$Z = 90(1 - 0.4 \times 0.014) = 89.49 \text{ mm}$$

$$A_s^{fictif} = 1.53 \times 10^6 / 89.49 \times 435 = 0.39 \text{ cm}^2$$

Donc $A'_s = 0$

Anexes

$$A_s = A_s^{fictif} - N_u / \sigma_s = 0.39 - 2.89 \times 10^3 / 435 \times 10^2 = 0.32 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ (4T8)

• Armateur de répartition : $A_s / 4 \leq A_r \leq A_s / 2 \rightarrow 0.627 \leq A_r \leq 1.255$

On prend : $A_r = 1.13 \text{ cm}^2$ (4T6)

$$S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

Tableau : Calcul du ferrailage

M_f (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s'	α	Z (mm)	$A^{fictifs}$ (cm ²)	$A_{s_{cal}}$ (cm ²)	choix	A_r (cm ²)
25.25	0.011	Oui	0	0.014	89.49	0.39	2.01	4T8	4T6

Vérification à l'E.L.S :

$$M_s = 0.9 \text{ kN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y (y / 2) + nA' s (y - d') - nA_s (d - y) = 0$$

- Moment quadratique :

$$I = b (y^3 / 3) + nA' s (y - d')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Tableau III.10 : vérifications à l'ELS

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$	σ_s	$\bar{\sigma}$	$\sigma_s < \bar{\sigma}$
0.9	2.01	1.06	18	C.V	46.07	250	C.V

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = T_u / b \cdot d = 2.25 \times 10^3 / 1000 \times 80 = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

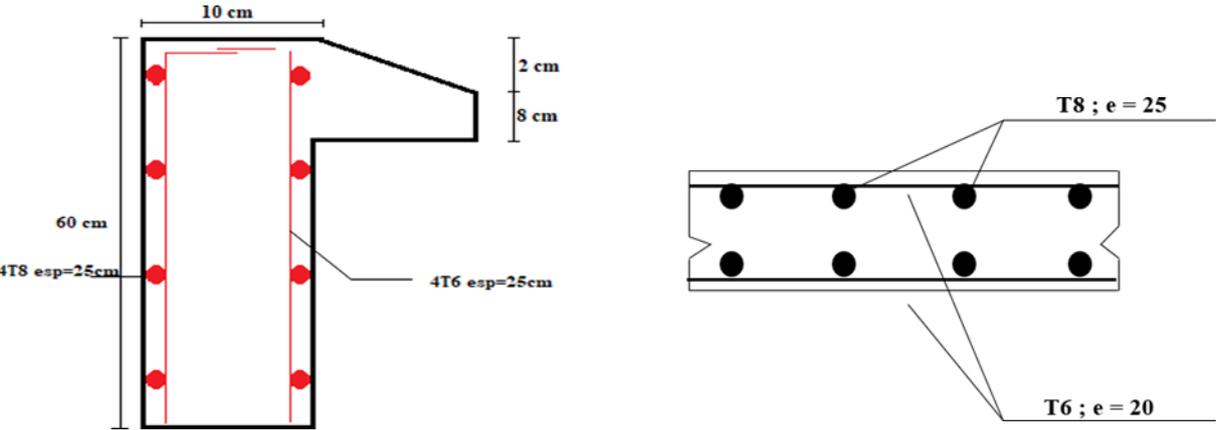


Figure : Ferrailage de l'acrotère final

ANNEXE 5 :

Plancher en dalle pleine

Anexes

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

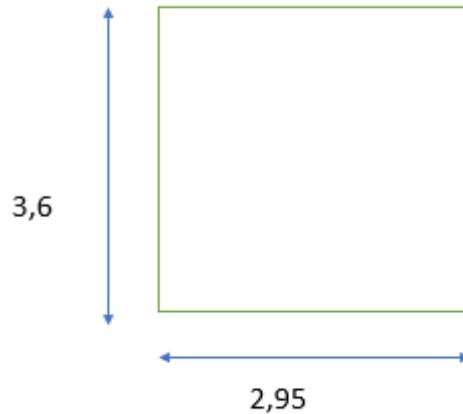


Figure : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

a. Calcul des dalles pleines :

- La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.
- Dans notre structure, on a plusieurs formes des panneaux ont généralisée par ce panneau

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

$$\rho = L_x / L_y = 2.95 / 3.6 = 0.82 > 0,4 \quad \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

Evaluation des charges :

$$G = 4.97 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,97 + 1,5 \times 3,5 = 11,96 \text{ kN.m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 4,97 + 3,5 = 8,47 \text{ kN.m}^2$$

Calcul des moments :

$$\text{Dans le sens de la petite portée :} \quad M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée :} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\rho = 0,82 \quad \mu_x = 0,0539$$

$$\mu_y = 0,6313$$

$$M_x = 5,61 \text{ kN.m}$$

Anexes

$$M_y = 3.54 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,75M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,75M_y$$

$$M_{tx} = 4.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 2.66 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0,5M_y$$

$$M_{ax} = 2.805 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 1.77 \text{ KN.m}$$

. **Ferraillage de la dalle :**

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire : $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

	Sens	M_u (kN.m)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Travée	x-x	4.21	0.013	0	0.016	134.15	0.72	5T10	3,93	20
	y-y	2.66	0.0085	0	0.0106	133	0.46	5T10	3.93	20
Appui	x-x	2.805	0.009	0	0.067	131.38	0.491	5T10	3,93	20
	y-y	1.77	0.0004	0	0.0005	134.97	0.301	5T10	3.93	20

Espacement :

- **Travées :**

$$\text{Sens x-x : } \text{esp} = 100 / 5 = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } \text{esp} = 100 / 5 = 20 \text{ cm} \leq \min(4h ; 40\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Appui :**

$$\text{Sens x-x : } \text{esp} = 100 / 5 = 20\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } \text{esp} = 100 / 5 = 20\text{cm} \leq \min(4h ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

Anexes

$$A_s \geq A_s \text{ min} = 0,6\%bh = 0,6\%100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Travées : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 0,9 \text{ cm}^2$ vérifiée

Appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 0,9 \text{ cm}^2$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = T_{u \text{ max}} / bd \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_c28 = 1,5 \text{ MPa}$$

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

$$T_x = q_u.L_x.L_y / 2.L_x + L_y = 11,96 \times 2,95 \times 3,6 / 2 \times 2,95 + 3,6 = 5,98 \text{ kN}$$

$$T_y = q_u.L_x / 3 = 11,96 \times 2,95 / 3 = 11,76 \text{ kN}$$

$$T_{u \text{ max}} = 11,76 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 11,76 \times 10^3 / 1000 \times 135 = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifié}$$

Vérification à l'ELS :

• Evaluation des sollicitations :

$$\rho = 0,82 \quad \mu_x = 0,0607$$

$$\mu_y = 0,7381$$

$$M_x = 6,32 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 4,67 \text{ kN.m}$$

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,75M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,75M_y$$

$$M_{tx} = 4,74 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 3,50 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_{ax} = 0,5 M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0,5M_y$$

$$M_{ax} = 3,16 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{ay} = 2,3 \text{ kN.m}$$

• Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c28 = 18 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Condition
--	---------------------	--------------------------	--------	----------------------	---------------------	-----------

Anexes

Travée	4.74	3,93	3,44	7322,87	2.23	vérifiée
	3.50	3.93	3.44	7322.87	1.65	vérifiée
Appuis	3.16	3,93	3,44	7322,87	1.49	vérifiée
	2.34	3.93	3.44	7322.87	1.10	vérifiée

Vérification de la flèche :

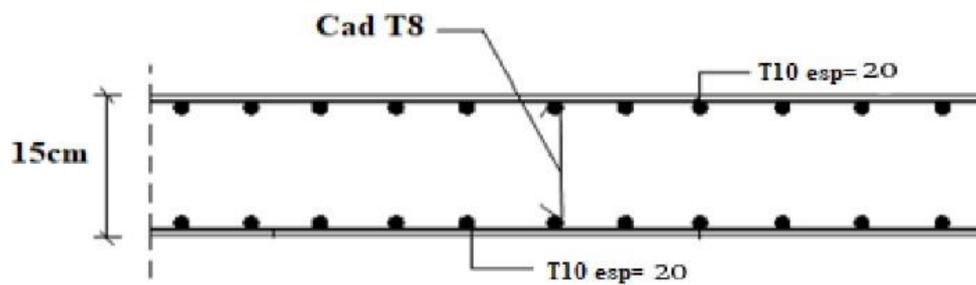
$$A_s / b d \leq 2 / f_e$$

$$h / L_x \geq 1 / 27 \text{ à } 1 / 35$$

$$\Rightarrow 0,0017 < 0,004 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$0,051 < 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier le flèche .



Références

Référence :

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

[1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).

[2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (mars1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 –Juin 2005).

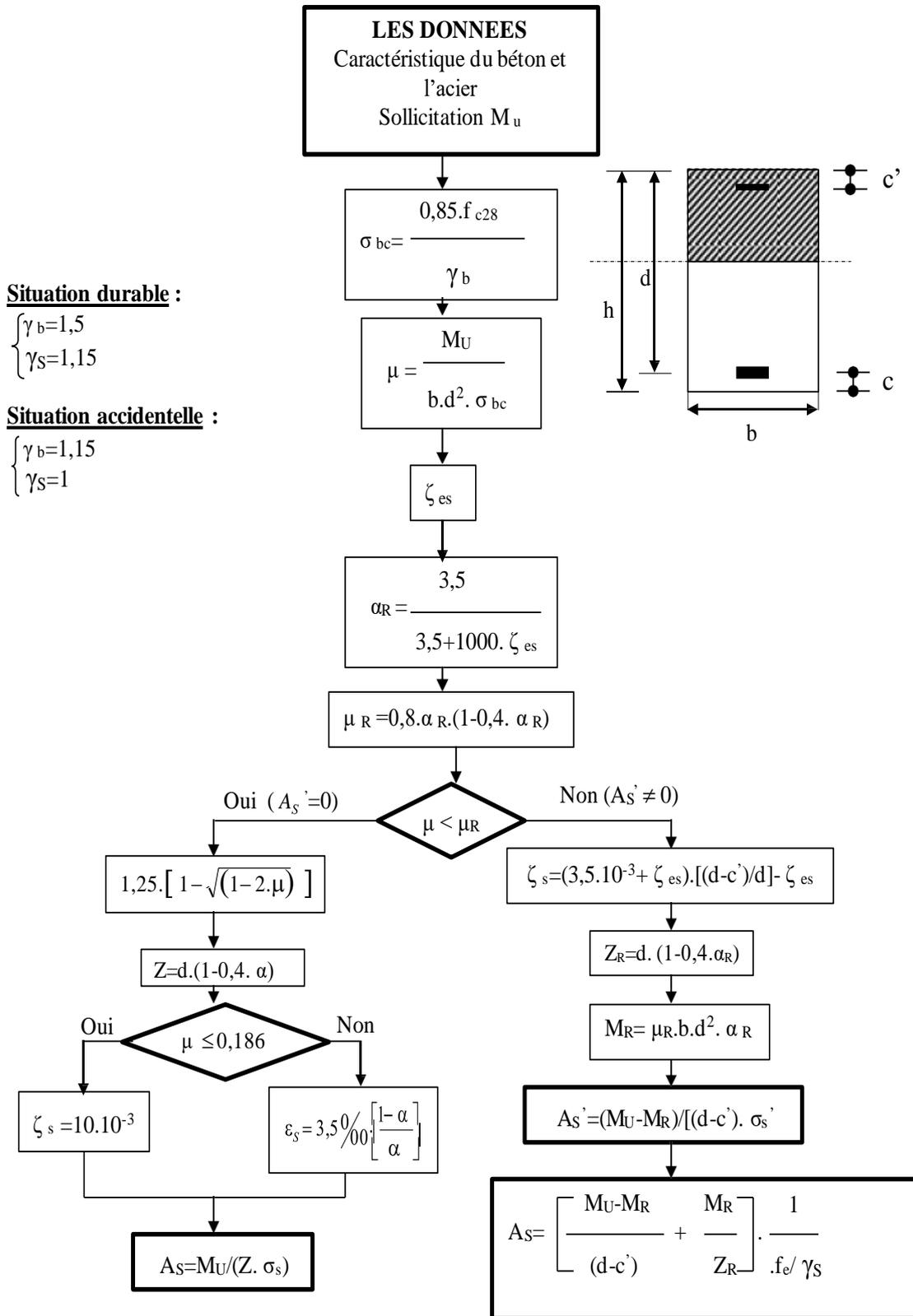
[3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2 (Document technique réglementaire, 24 octobre1988).

[4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).

Appendices

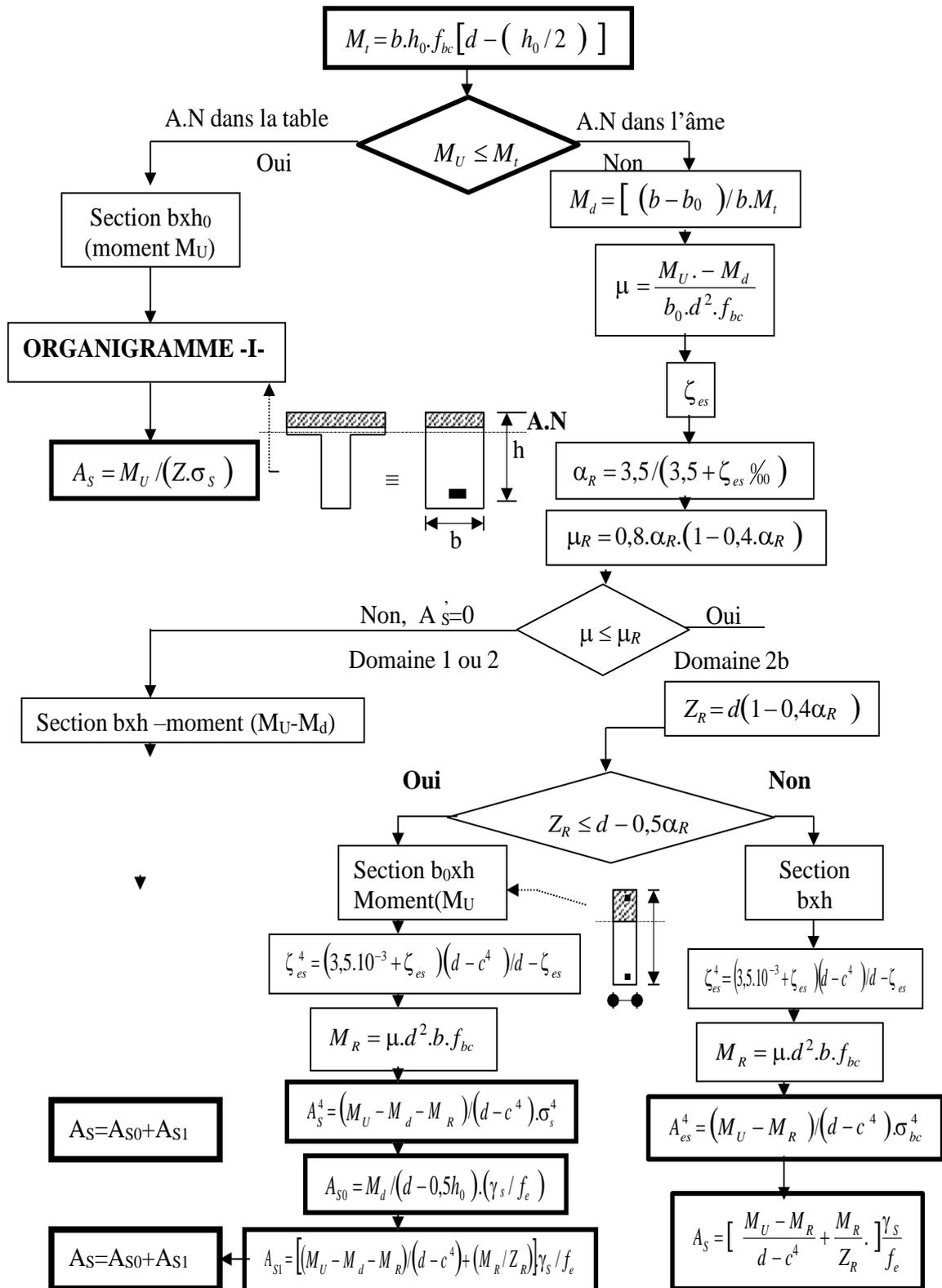
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -II-

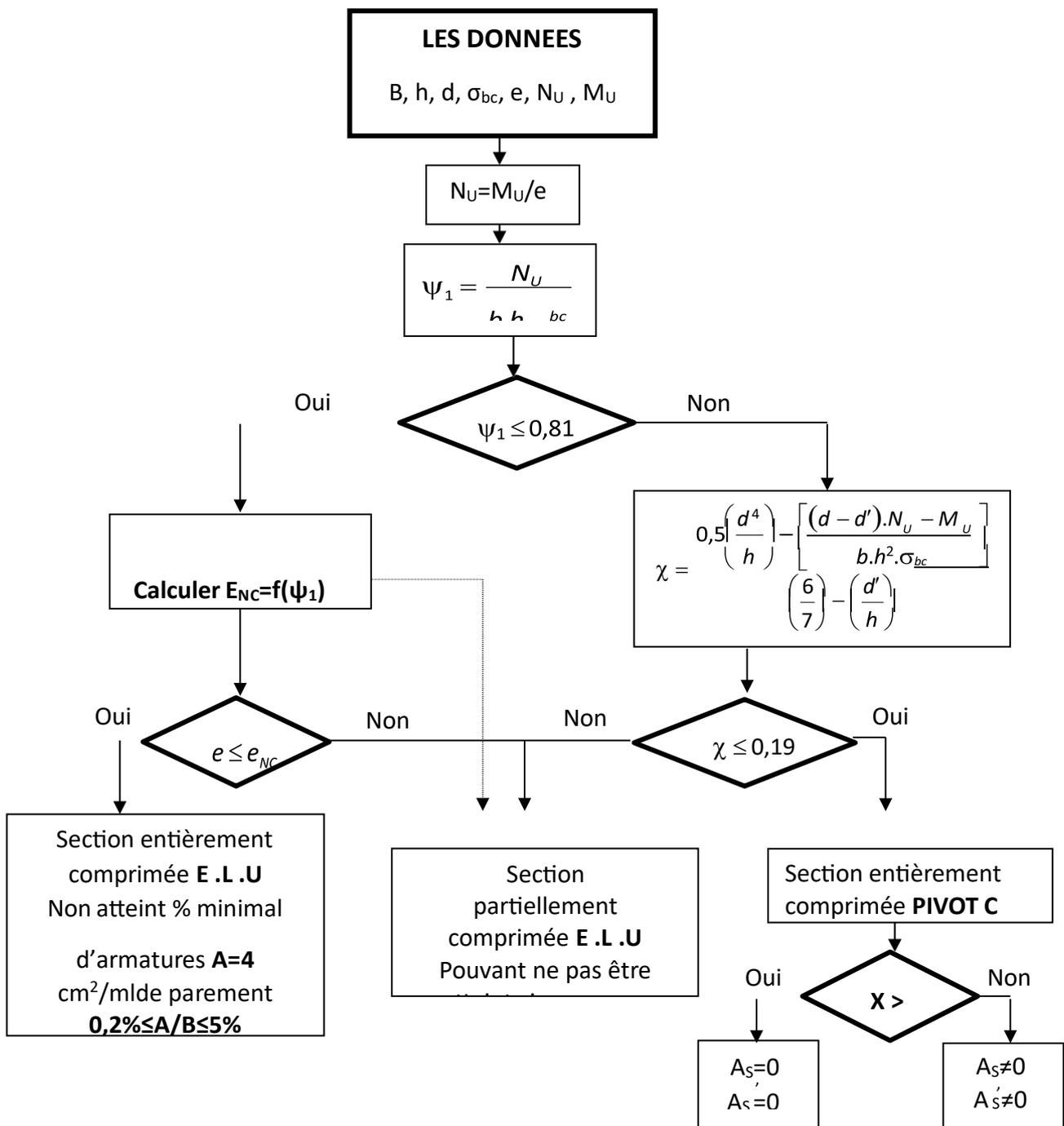
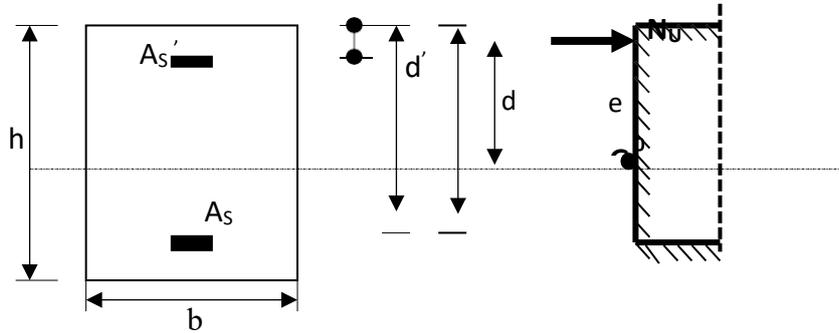
CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Appendices :

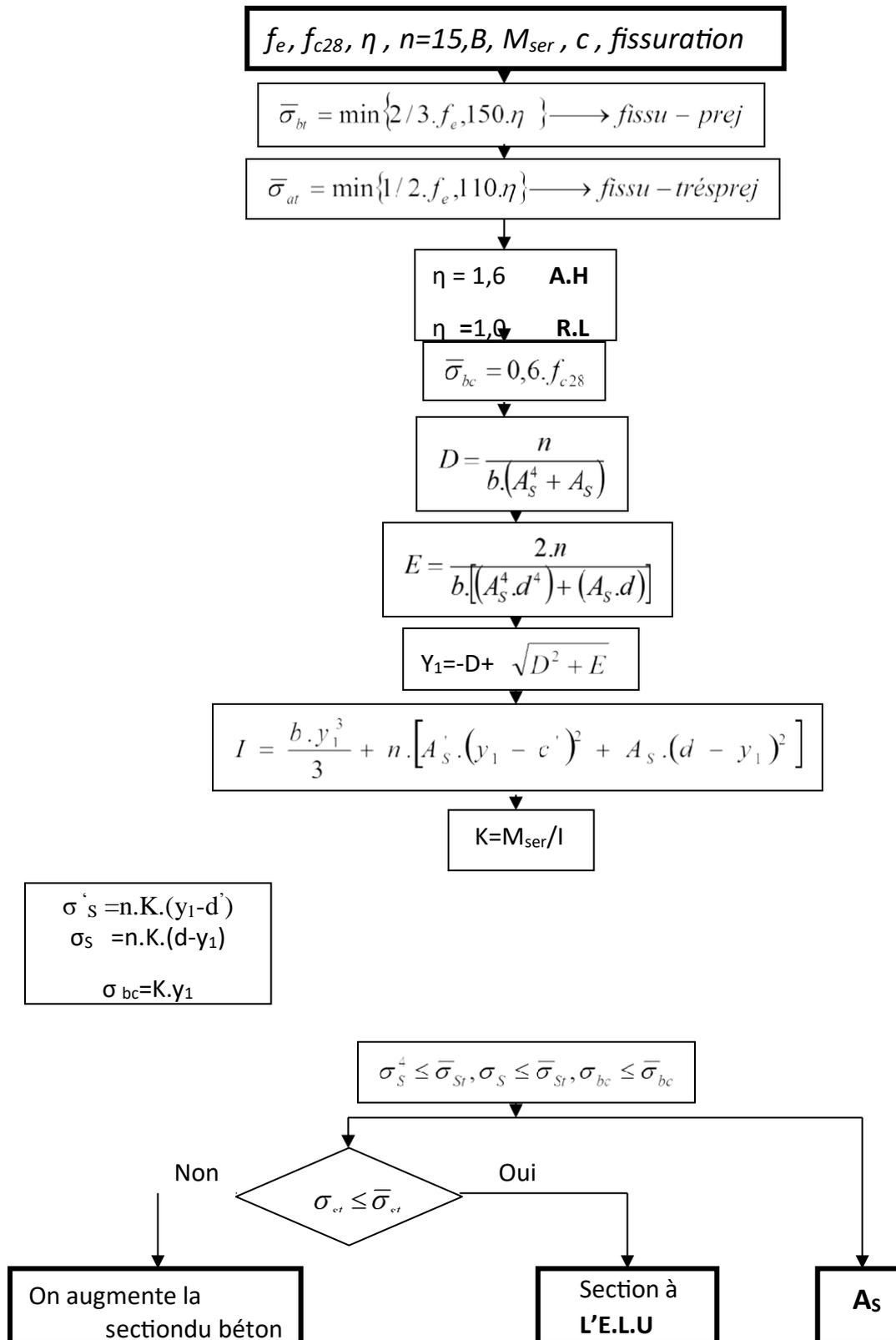
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



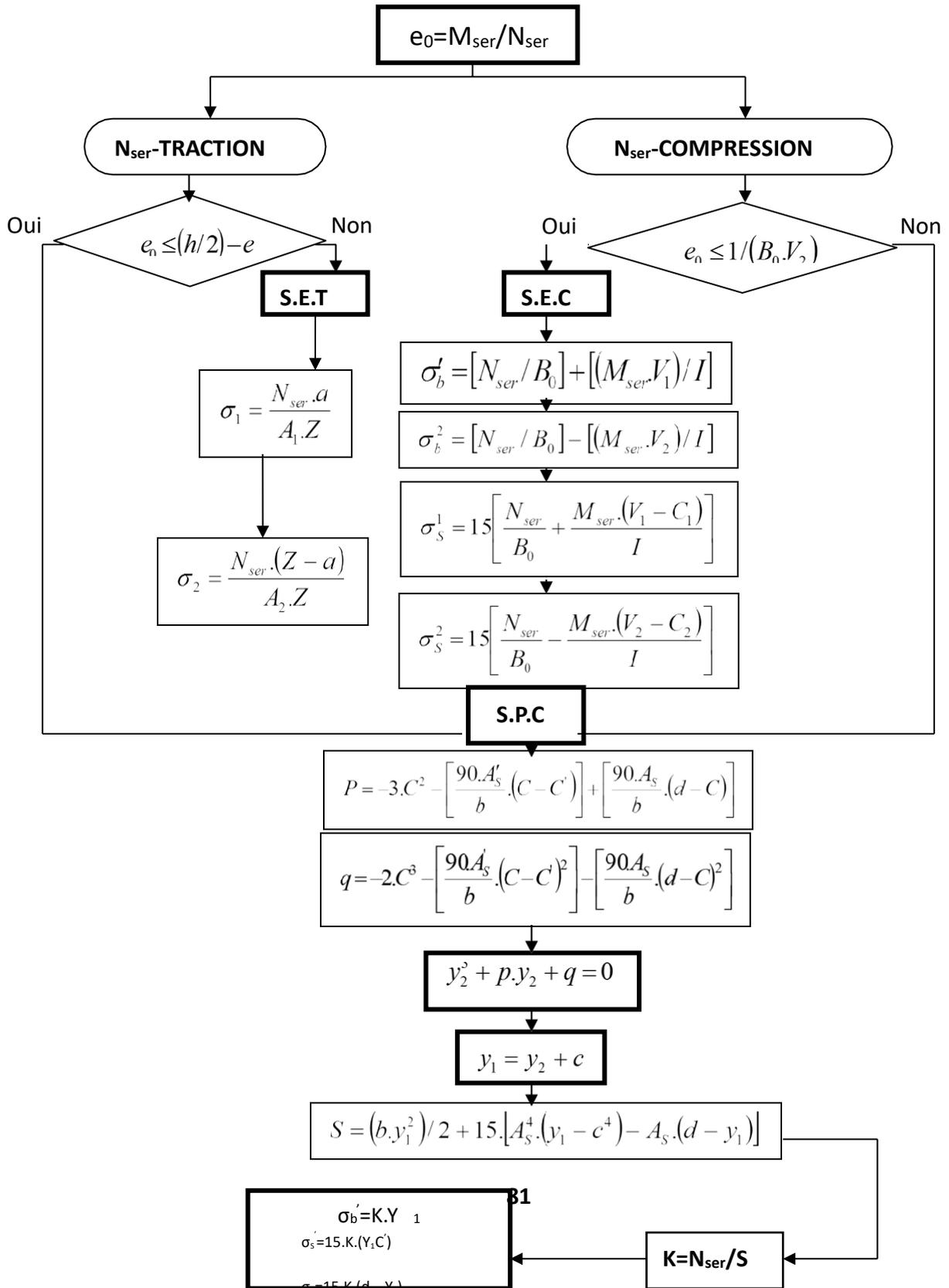
ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



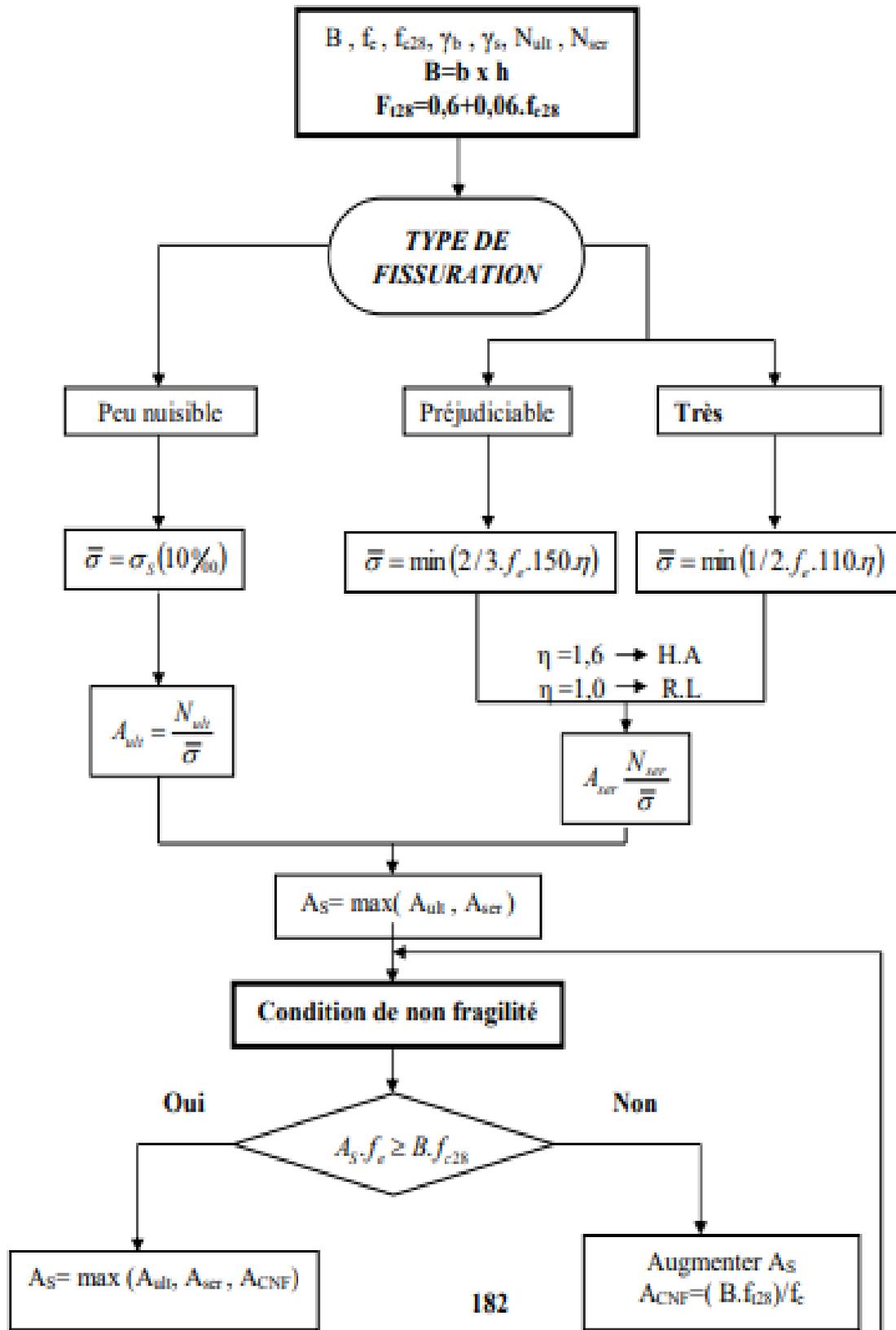
ORGANIGRAMME-V-

FLEXION COMPOSEE A L' E.L.



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



Appendices :

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ N	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Tableau des armatures

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

Appendices :

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000