

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب -البليدة-1



Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : STRUCTURE

THÈME

Etude d'un bâtiment en béton armé en RDC + 9 étages à usage multiple + un sous-sol contreventé par des voiles et portiques avec interaction

Devant les membres de jury :

Président: Mme HAMMAT.S

Examineur :Mme HAZOUT.L

Promoteur :Dr. YOUSFI Nacim

Présenté par :

Mr. BENDAHIB Mohamed Taha.

Mr. ZEGGAR Mohamed Afif.

PROMOTION : 2018-2019

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني، تجاري وإداري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابق سفلي، تم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000).

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناءية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA 99 version 2003, BAEL modifié 91 99).

تسليح العناصر المقاومة تم بواسطة برنامج (SOCOTEC).

دراسة الطوابق التحت أرضية تمت في نهاية هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation, commercial et administratif de R + 9 étages +1 sous-sol qui sera implanté dans la wilaya d'ALGER, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs a été mené par l'utilitaire de ferrailage SOCOTEC

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, ont été traité à la fin de ce projet.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential , commercial and administrative (offices) use of 10 floors + one underground which will be located in ALGER , classified zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is provided by beams, columns and shear walls .

The study and analysis of this project have been established by the software SAP 2000.

The dimensions calculations and reinforcement of all the resistance elements are consistent with the applied rules namely BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003.

Reinforcement of structural elements was done by the software SOCOTEC

In the end, the study of the substructure elements, namely foundations, were treated last .

A mes très chers parents

Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien-être

C'est à travers vos encouragements que j'ai opté pour cette noble profession, et à travers vos critiques que je me suis réalisée

J'espère avoir répondu aux espoirs que vous avez fondés en moi.

Je vous rends hommage par ce modeste travail en guise de ma reconnaissance éternelle et de mon infini amour

Que dieu tout puissant vous garde et vous procure santé, bonheur et longue vie pour que vous demeuriez le flambeau illuminant le chemin de vos enfants

A mes chères sœurs

Votre aide, votre générosité, votre soutien ont été pour moi une source de courage et de confiance et m'ont aidé à surmonter toutes les difficultés rencontrées au cours de ce mémoire

Que dieu vous protège et consolide les liens sacrés qui nous unissent

A tous mes amis

Je vous remercie pour tout le bon moment qu'on a passé ensemble, pour votre soutien, votre générosité et votre serviabilité

J'espère que vous arriverez au bout de vos ambitions et que les chemins de nos vies s'entrecroiseront continuellement

Zeggar Mohamed Afif

A mes très chers parents

Aucune dédicace, aucun mot ne pourrait exprimer à leur juste valeur la gratitude et l'amour que je vous porte. je mets entre vos mains, le fruit de longues années d'études. Vos conseils ont toujours guidé mes que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain, je ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous décevoir.

Que dieu le tout puissant vous préserve, vous accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et vous protège de tout mal

Je vous aime Papa et Maman.

A mes chères sœurs

Je ne peux exprimer à travers ces lignes tous mes sentiments d'amour et de tendresse envers vous, mes chères sœurs. Puisse l'amour et la fraternité nous unissent à jamais. je vous souhaite la réussite dans votre vie, avec tout le bonheur qu'il faut pour vous combler.

A mes aimables amis, collègues d'étude

Les merveilleux souvenirs font que vous aurez toujours une place de choix dans mon cœur. La vie m'a fait un très beau cadeau en faisant de vous mes frères, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé, de bonheur et de prospérité.

Bendahib Mohamed Taha

REMERCIEMENTS

Aux membres du jury

Vous nous faites l'honneur et le plaisir de faire partie de ce jury, vos compétences et votre charisme dans le domaine du génie civil font déjà parti de votre réputation. Votre présence en ce jour particulier est pour nous un honneur et aussi une joie. Vos qualités humaines et professionnelles seront pour nous un exemple à suivre dans l'exercice de notre métier.

Pour tout cela et bien d'autres choses encore, nous vous prions d'accepter notre gratitude et notre profond respect.

A notre examinateur

Nous sommes très honorés de vous compter parmi le membre de ce jury.

Nous vous remercions de bien vouloir juger ce travail et d'avoir accepté d'être le rapporteur de notre mémoire.

Veillez trouver ici l'expression de notre estime et de notre gratitude.

À notre promoteur Dr Yousfi Nacim

Nous vous remercions infiniment de nous avoir fait l'honneur de bien vouloir diriger ce mémoire. Votre disponibilité, votre patience, ainsi que votre rigueur nous ont été très précieuses.

Les conseils que vous nous avez prodigués ont toujours été clairs et appropriés, nous facilitant ainsi la tâche et nous permettant d'aboutir à la production de ce manuscrit de mémoire.

Nous vous prions d'accepter nos remerciements les plus sincères

À nos enseignants

Nous tenons à remercier l'ensemble des équipes enseignantes sur la qualité de leurs enseignements.

Une attention particulière se porte sur certains d'entre vous qui auront spécialement marqués notre scolarité.

Recevez ici le témoignage de notre gratitude et notre profond respect.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Liste des abréviations

Plans

Introduction générale.....1

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....2

I.2 Présentation de l'ouvrage.....2

I.3 Les propriétés des matériaux.....5

I.4 Hypothèses de calcul aux états limites.....11

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction.....13

II.2. Pré dimensionnement des planchers.....13

II.3. Evaluation des charges et surcharges.....16

II.4 Pré dimensionnement des poutres.....20

II.5 Pré dimensionnement des voiles.....21

II. 6 Les poteaux.....23

II.7 Conclusion42

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Acrotère.....43

III.2 Etude des balcons.....50

III.3 Etude des planchers.....55

III.3.1 Introduction.....55

III.3.2 Plancher à corps creux.....55

III.3.3 Plancher en dalle pleine.....74

III.4 Escalier.....89

III.5 Conclusion.....104

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	105
IV.2 Etude sismique.....	105
VI.3 Choix de la méthode de calcul.....	106
VI.4 Résultats de l'analyse sismique.....	112
VI.5 Conclusion.....	124

Chapitre V : Etude de vent

V.1 Introduction.....	125
V.2 Application de R N V 99	125
V.3 conclusion.....	131

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistant

VI.1 Introduction.....	132
VI.2 Ferrailage des poteaux.....	132
VI.3 Ferrailage des poutres.....	148
VI.4. Ferrailage des voiles.....	161
VI.5 conclusion.....	185

Chapitre VII : Etude des fondations

VII.1 Introduction.....	186
VII.2 Fonctions assurée par les fondations	186
VII.3 Classification des fondations.....	186
VII.4 Choix de type de fondation.....	187
VII.5 Calcul des fondations.....	187
VII.6 Choix de type de semelle.....	187
VII.7 Voile périphérique.....	205
VII.8 Conclusion.....	211

Conclusion générale.....	212
---------------------------------	------------

Références

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Les charges permanentes sur la terrasse	16
Tableau II.2 : Les charges permanentes sur la Dalle en corps creux.....	17
Tableau II.3 : Les charges permanentes sur la Dalle pleine.....	17
Tableau II.4 : Les charges permanentes sur le balcon.....	17
Tableau II.5 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double clois.....	18
Tableau II.7 : charge d'exploitation des éléments de structure.....	19
Tableau II.8 : Dégression des surcharges pour le poteau de rive.....	29
Tableau II.9 : Descente de charge du poteau de rive.....	30
Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux de rive.....	31
Tableau II.11 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rive.....	32
Tableau II.12 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rive après correction.....	32
Tableau II.13 : Dégression des surcharges pour le poteau d'angle.....	34
Tableau II.14 : Descente de charge du poteau d'angle.....	35
Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux d'angle.....	36
Tableau II.16 : Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle.....	36
Tableau II.17 : Dégression des surcharges pour le poteau centrale.....	38
Tableau II.18 : Descente de charge du poteau centrale.....	39
Tableau II.19 : Choix des sections des poteaux centraux.....	40
Tableau II.20 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.....	41
Tableau II.21 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux après correction.....	41
Tableau II.22 : Tableau comparatif des sections des poteaux.....	42
Tableau III.1 : charge permanente sur le balcon.....	51
Tableau III.2 : charge concentrée sur le balcon.....	51
Tableau III.3 : Les combinaisons des charges.....	52
Tableau III.4 : Efforts internes.....	52
Tableau III.5 : Ferrailage du balcon.....	53
Tableau III.6 : Vérification des contraintes.....	54
Tableau III.7 : Charges et surcharges sur les poutrelles.....	57
Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	65
Tableau.III.9 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	66
Tableau III.10 : Vérification de la contrainte de béton.....	69
Tableau III.11 : Calcul de la flèche.....	70

Tableau III.12 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	76
Tableau III.13 : Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle rectangulaire.....	78
Tableau III.14 : Calcul de la flèche pour la dalle rectangulaire.....	79
Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle pleine triangulaire.....	83
Tableau III .16 : Résultats des moments.....	83
Tableau III.17 : vérification des contraintes à L'E.L.S.....	84
Tableau III.18 : Calcul des surfaces et déplacements des éléments.....	85
Tableau III .19 : Résultats des moments.....	86
Tableau III.20 : Ferrailage de la dalle pleine trapézoïdale.....	87
Tableau.III.21 : Vérification des contraintes de la dalle trapézoïdale.....	88
Tableau III.22 : Les charges de palier.....	92
Tableau III.23 : Les charges de la volée.....	92
Tableau III.24 : Calcul des sollicitations d'escalier.....	93
Tableau III.25 : Ferrailage de l'escalier.....	94
Tableau III.26 : Vérification des contraintes.....	96
Tableau III.27 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	97
Tableau III.28 : Récapitulatif de la vérification des flèches.....	97
Tableau III.29 : section de ferrailage pour volée N°2.....	98
Tableau III.30 : ferrailage de la poutre brisé.....	102
Tableau III.31 : Vérification à l'état limite de service dans la poutre.....	103
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	111
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.....	113
Tableau IV.3 : Participation massique du 1 ^{er} modèle.....	115
Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages du 1 ^{er} modèle.....	118
Tableau IV.5 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	119
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} modèle.....	121
Tableau IV.7 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.....	122
Tableau IV.8 : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final.....	123
Tableau V.1 : valeur de pression dynamique.....	127
Tableau V.2 : valeur de C_{p10}	128
Tableau V.3 : valeur de C_p	129
Tableau V.4 : Calcul de la force résultante.....	131
Tableau VI.1 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	133
Tableau VI.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	135
Tableau VI.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	135

Tableau VI.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	135
Tableau VI.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	136
Tableau VI.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	136
Tableau VI.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	136
Tableau VI.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	137
Tableau VI.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	137
Tableau VI.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	137
Tableau VI.11 : Choix des armatures des poteaux.....	138
Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.....	139
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	139
Tableau VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	141
Tableau VI.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.....	143
Tableau VI.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	143
Tableau VI.17 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	149
Tableau VI.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	150
Tableau VI.19 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	150
Tableau VI.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	151
Tableau VI.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	151
Tableau VI.22 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation accidentelle).....	152
Tableau VI.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	152
Tableau VI.24 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	153
Tableau VI.25 : Vérification de la condition de non fragilité.....	153
Tableau VI.26 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	154
Tableau VI.27 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.....	154
Tableau VI.28 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	154
Tableau VI.29 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.....	155
Tableau VI.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.....	155
Tableau VI.31 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur.....	156
Tableau VI.32 : Calcul des armatures transversales.....	157
Tableau VI.33 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	158
Tableau VI.34 : Valeurs de (l_f/l).....	164
Tableau VI.35 : Calcul de $\sigma_u \text{ lim}$	165
Tableau VI.36 : Aciers verticaux et horizontaux.....	166
Tableau VI.37 : Aciers transversaux.....	166
Tableau VI.38 : Aciers supplémentaires.....	168

Tableau VI.39 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).....	170
Tableau VI.40 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).....	171
Tableau VI.41 : Calcul des armatures du voile (V1).....	173
Tableau VI.42 : Calcul des armatures du voile (V2).....	174
Tableau VI.43 : Calcul des armatures du voile (V3).....	175
Tableau VI.44 : Calcul des armatures du voile (V4).....	176
Tableau VI.45 : Calcul des armatures du voile (V5).....	177
Tableau VI.46 : Calcul des armatures du voile (V6).....	178
Tableau VI.47 : Calcul des armatures du voile (V7).....	178
Tableau VI.48 : Calcul des armatures du voile (V8).....	179
Tableau VI.49 : Calcul des armatures du voile (V9).....	179
Tableau VI.50 : Calcul des aciers de couture des voiles.....	180
Tableau VI.51 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	181
Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes.....	189
Tableau VII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	197
Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	197
Tableau VII.4 : Ferrailage des panneaux du radier.....	199
Tableau VII.5 : Vérification des contraintes.....	200
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes (correction).....	200
Tableau VII.7 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	202
Tableau VII.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	202
Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	202
Tableau VII.10 : choix des armatures transversales.....	204
Tableau VII.11 : Ferrailage du voile périphérique.....	208
Tableau VII.12 : Vérifications des contraintes.....	210

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Géométrie de l'ouvrage.....	3
Figure I.2 : Essai Brésilien.....	6
Figure I.3 : Traction par flexion.....	6
Figure I.4 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU.....	8
Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.....	9
Figure I.6 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.....	10
Figure II.1 : dispositions des poutrelles.....	14
Figure II.2 : Dimensions de l'acrotère.....	18
Figure II.3 : Schéma du voile.....	22
Figure II.4 : Section réduite du béton (poteau carré).....	25
Figure II.5 : Section réduite du béton (poteau circulaire).....	25
Figure II.6 : Vue en plan « Types de Poteaux ».....	27
Figure II.7 : Schéma statique de la descente de charge.....	28
Figure II.8 : représentation de la surface reprise par le poteau de rive.....	28
Figure II.9 : représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.....	33
Figure II.10 : représentation de la surface reprise par le poteau central.....	37
Figure III.1 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.....	44
Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	45
Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure III.4 : Distance de l'axe neutre.....	47
Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	50
Figure III.6 : Schéma statistique du balcon.....	50
Figure III.7 : Schéma de ferrailage des balcons.....	55
Figure III.8 : Corps Creux.....	56
Figure III.9 : Schéma de poutrelle.....	56
Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle à 1 travée.....	57
Figure III.11 : Schéma statique de la poutrelle à 2 travées.....	58
Figure III.12 : Schéma statique de la poutrelle à 3 travées.....	58
Figure .III.13 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée.....	62
Figure .III.14 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travées.....	63
Figure .III.15 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées.....	64
Figure III.16 : Ferrailage des poutrelles.....	73

Figure III.17 : disposition constructive des armatures de la table de compression.....	74
Figure III.18 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.....	75
Figure III.19 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	79
Figure.III.20 : Dimension de la dalle pleine triangulaire.....	80
Figure III.21 : Travail des forces intérieures.....	81
Figure III.22 : Travail des forces intérieures	82
Figure III.23 : Dimension de la dalle pleine trapézoïdale.....	85
Figure III.24 : Eléments d'un escalier.....	89
Figure III.25 : Vue en plan de l'escalier à 3 volées.....	90
Figure III.26 : Schéma de chargement d'escalier.....	92
Figure III.27 : Schéma de chargement de la 2 ^{ème} volée.....	98
Figure III.28 : Ferrailage de volée 1.....	100
Figure III.29 : Ferrailage de volée 2 « console ».....	100
Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	104
Figure IV.1 : Spectre de réponse	108
Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial.....	112
Figure IV.3 : Vue en plan du 1 ^{er} modèle.....	115
Figure V.1 : vue en élévation.....	126
Figure V.2 : répartition des coefficients de pression (paroi verticale).....	128
Figure V.3 : répartition des coefficients de pression (Acrotère).....	129
Figure V.4 : Valeur des coefficients C_p	129
Figure VI.1 : Disposition des Poutres.....	149
Figure VI.2 : Arrêt des barres.....	157
Figure VI.3 : Disposition des voiles dans la structure.....	161
Figure VI.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	162
Figure VI.5 : Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage.....	163
Figure VI.6 : Définition de l'élément mur.....	164
Figure VI.7 : Mur encastré.....	164
Figure VI.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	167
Figure VI.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	169
Figure VI.10 : Ferrailage Voile 5.....	183
Figure VI.11 : Ferrailage Voile 1.....	185
Figure VII.1 : Semelle filante.....	188
Figure VII.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	190
Figure VII.3 : Contraintes sous le radier.....	196

Figure VII.4 : Panneau de la dalle du radier.....	198
Figure VII.5 : Schéma de ferrailage du radier.....	201
Figure VII.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).....	204
Figure VII.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).....	205
Figure VII.8 : Evaluation des charges.....	206
Figure VII.9 : Poussées des terres.....	207
Figure VII.10 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	211
Figure VII.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	211

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol .
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- T : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : la distance mesurer de a surface libre du sol jusquau bon sol.
- L : Longueur ou portée.

- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- Φ : Coefficient de sécurité.
- α_c : coefficient dependant de l'élanement 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.

Liste des abréviations

- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.

Introduction générale

La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix des type de structures. Malheureusement, ces derniers peuvent être exposés à différents types de risques, que l'on peut classer en trois catégories :

- ✓ Les risques naturels, tels que les inondations, les séismes, les mouvements de terrains, les avalanches...
- ✓ Les risques technologiques, d'origine humaine, tels que les risques industriels, nucléaires, biologiques, les ruptures de barrage...
- ✓ Les risques liés à la vie courante tels que l'incendie, la sécurité des piscines ou des ascenseurs ...

Toutefois, les désordres engendrés par les sollicitations sismiques, 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.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude complète pour un bâtiment à usage multiple (services, commerces, habitations) à 9 étages, avec 1 sous-sol, ce travail sera menée selon les étapes suivantes :

Le 1^{er} chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), fait l'objet du 2^{ème} chapitre.

Dans le 3^{ème} chapitre nous nous intéresserons à l'étude des éléments secondaires et non structurel. Nous citerons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

Le 4^{ème} chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration, en renforçant l'ossature par des voiles, nous observons ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

Le 5^{ème} chapitre consiste à étudier la sollicitation du vent exercé sur l'ensemble de la structure et l'effet de ce dernier sur le comportement de la structure.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99 version 2003** et le **BAEL91 modifié 99**, dans le 5^{ème} chapitre.

Le 6^{ème} chapitre consiste à dimensionner et ferrailer les éléments d'infrastructure. Ainsi, nous terminerons ce mémoire par une conclusion général .

I.1. Introduction

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels (aménagement intérieur) et structuraux de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer son étude en tenant compte des paramètres suivants :

- ❖ L'usage de la structure.
- ❖ La résistance.
- ❖ Les exigences esthétiques de l'architecte.
- ❖ L'aspect économique.

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

- La conception des éléments structuraux : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations, ainsi que le calcul des éléments secondaires (les escaliers, l'acrotère...etc).
- L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

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

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe des commerces et des logements d'habitation, implanté à Bab-Ezzouar (wilaya d'Alger) qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon les (**RPA 99 version 2003**).

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

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme irrégulière (en forme L), il se compose d'une partie comportant RDC+8 étages (ailes gauche et droite du bâtiment), et d'une autre partie centrale RDC+9 étages et un sous-sol intéressant tout le bâtiment.

- Un sous-sol à usage dépôt.
- RDC à usage commerce.
- 1^{er} étage (administratif) comporte 8 espaces administratif.

- 2^{ème} jusqu' au 8^{ème} étages comportent deux appartements de type F4 et un appartement de type F5.
- 9^{ème} étage comportent un appartement de type F5.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.2 Caractéristiques géométriques

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de : 31,96 m
- Hauteur du rez de chaussée est de : 4.42 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3.06 m
- Hauteur de sous-sol est de : 3.4 m

b. Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinal) : $L = 26,54$ m
- Largeur total (sens transversal) : $L = 26.54$ m

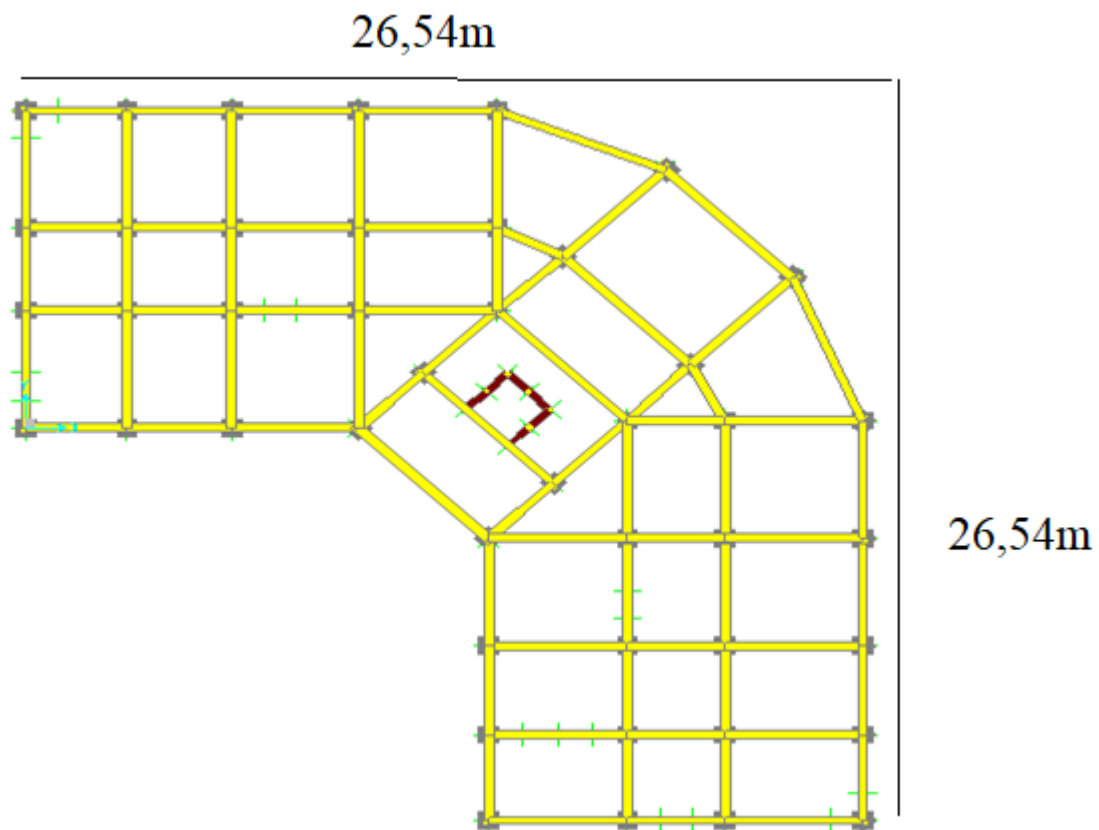


Figure I.1 : Géométrie de l'ouvrage.

I.2.3 Ossature :

En se référant aux **RPA 99 version 2003** qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 8m en zone III, le type de contreventement sera mixte avec interaction 4a (voiles-portiques).

I.2.4 Les Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (balcons, plancher de sous-sol, RDC et quelques panneaux irréguliers).
- Corps creux.

I.2.5 Escaliers :

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

- Escalier à trois volées.

I.2.6 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.2.7 Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.

I.2.8 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

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

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

Lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et aussi deux logements.

I.2.9 Infrastructure :

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

- 1) Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- 2) Limiter les tassements différentiels.

- 3) Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- 4) La contrainte admissible du sol est de **2 bars (rapport géotechnique)**.
- 5) La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **4,4 m**.
- 6) La catégorie de site **S3 (rapport géotechnique)**.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91 modifié 99**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99version 2003** et **CBA93**).

I.3.1. Béton :

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, de granulats et de sable dans des proportions convenables. Par contre, le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers afin d'équilibrer les efforts de traction ou renforcer le béton pour mieux résister aux efforts de compression lorsque ce dernier ne peut pas à lui seul remplir cette tâche.

b. Résistance du béton :

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

- **Résistance à la compression :** 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) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 Mpa**.
- **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction est déterminée 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).

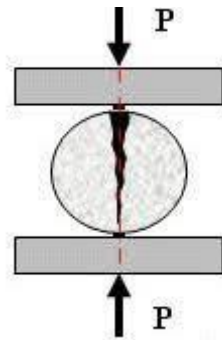


Figure I.2 : Essai Brésilien.

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.

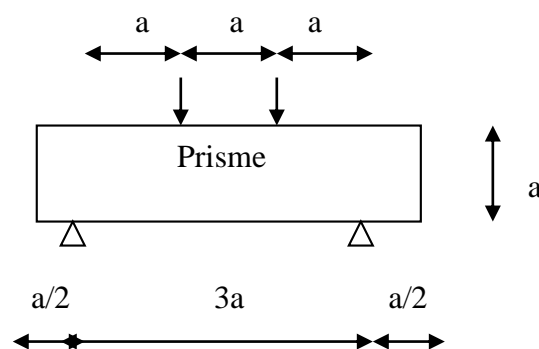


Figure I.3 : Traction par flexion.

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [1].$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

c. 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 :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé :**

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

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

d. Coefficient de Poisson :

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

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

e. Contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du **BAEL 91(modifié 99)**, on distingue deux états limites :

1. Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

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

θ = coefficient qui est en fonction de la durée de chargement des actions.

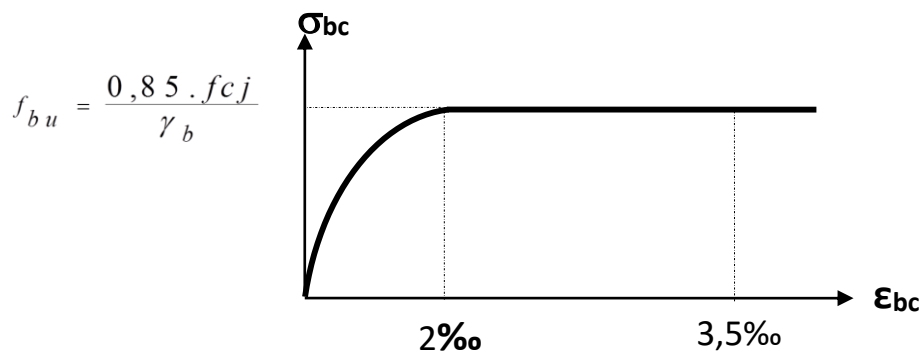


Figure I.4 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU.

2. Etat limite de service « E. L. S » :

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

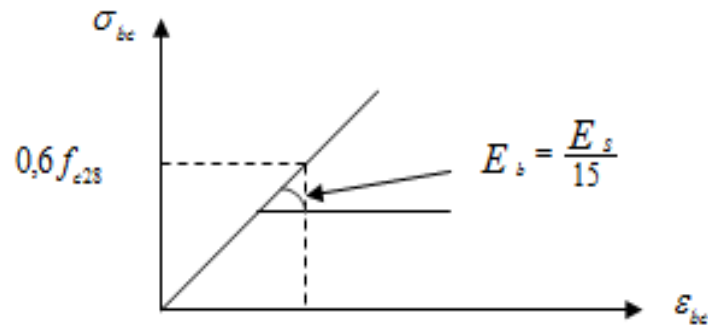


Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.

I.3.2 Acier :

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

Les aciers utilisés sont :

- Pour les armatures longitudinales :

Haute adhérence FeE 400 ($f_e = 400$ MPa)	{	$\sigma_s = 348$ MPa	Situation durable ou transitoire.
		$\sigma_s = 400$ MPa	Situation accidentelle.

- Pour les armatures transversales :

Rond lisse FeE 240 ($f_e = 235$ MPa)	{	$\sigma_s = 204,34$ MPa	Situation durable ou transitoire.
		$\sigma_s = 235$ MPa	Situation accidentelle.

- Treillis soudés (TS) : TLE520 $\varnothing=6$ mm pour les dalles.

a. Contrainte limite de l'acier :

1. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte-déformations avec :

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier Avec $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

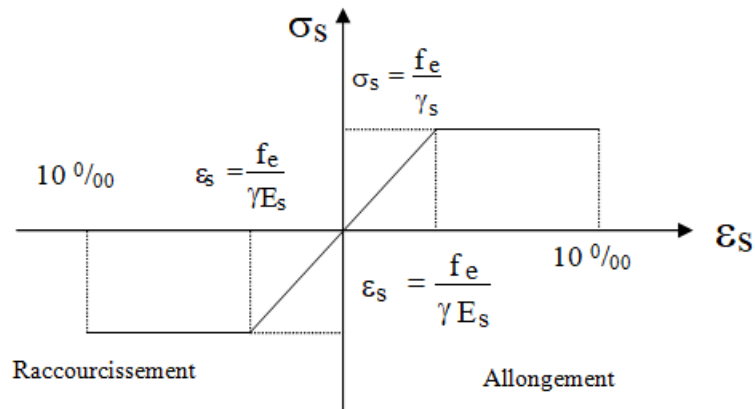


Figure I.6 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.

2. Etat limite de service « E.L.S » :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0.8 \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour des aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour des aciers de H. A} \end{array} \right.$$

b. Allongement de rupture :

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

c. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa].

d. Coefficient d'équivalence

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

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

e. Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

-c \geq 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

-c \geq 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

-c \geq 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :**I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :**

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

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

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

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

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

1.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

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

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

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

$$n = 15$$

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges verticales, qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

* Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

* Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment les **RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**, le pré-dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles ont une épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, se sont donc des éléments reposant sur 2, 3 ou 4 appuis. Leurs fonctions essentielles sont :

- L'isolation acoustique et thermique entre étage.
- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer la compatibilité des déplacements.

Dans notre structure on distingue deux types de planchers :

- ❖ Plancher en dalle pleine pour le RDC, les balcons et certaines parties des planchers.
- ❖ Plancher en corps creux pour les étages courants.

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

II.2.1 Plancher en corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée par la longueur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques.

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8, 424}) [1]$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$$

$$L = 3,95 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{395}{22.5} = 18,44 \text{ cm}$$

Pour commencer nous adopterons des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+4)=20cm**.

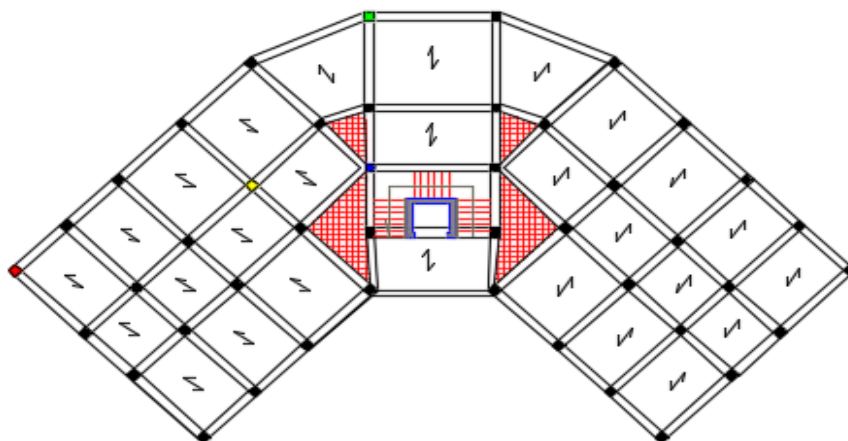
Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

Disposition des poutrelles :

- ✓ Critère de la petite portée.
- ✓ Critère de continuité.



FigureII.1 : dispositions des poutrelles.

II.2.2 Planchers à dalle pleine

Les planchers à dalle pleine sont utilisés dans les trois cas suivants :

- Des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$).
- Des grandes portées donnant une grande hauteur de corps creux et un ferrailage important aux poutrelles.
- Des formes irrégulières.

C'est le cas pour le RDC qui est exploité comme des commerces ($Q=5 \text{ kN/m}^2$) ce qui impose l'emploi du plancher en dalle pleine.

- **Résistance au feu :**

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

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

Nous adopterons pour : **$e = 11 \text{ cm}$.**

- **Résistance à la flexion :**

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

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

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

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

l_x : la plus petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$l_x = 4,10 \text{ m}$

La dalle repose sur quatre appuis

Nous aurons donc : $8,2 \leq e \leq 10,25 \text{ (cm)}$.

Nous adopterons pour : **$e = 10 \text{ cm}$.**

- **Isolation phonique :**

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

$$e = \max (11 ; 10 ; 13) = \mathbf{13 \text{ cm}}$$

Nous adopterons : **e = 15cm**.

Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,41 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{141}{10} = 14.1 \text{ cm}$$

L = la plus petite portée du balcon concerné .

Donc nous adopterons une épaisseur des dalles pleines de **15 cm** pour les balcons.

Choix de dimensionnement des planchers :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 20 \text{ cm}$. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm (16+4).
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3. Evaluation des charges et surcharges

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

II.3.1 Charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Les charges permanentes sur la terrasse.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	E_p (cm)	G (KN/m ²)
Protection mécanique en gravier	17	5	0,85
Etanchéité multicouches	/	/	0,12
Forme de pente	22	10	2,2
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle à corps creux	/	16+4	3,05
Enduit au plâtre	10	2	0,2
Σ	/	/	6,58

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant

a. Dalle en corps creux :

Tableau II.2 : Les charges permanentes sur la Dalle en corps creux.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0,4
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle à corps creux	/	16+4	3,05
Enduit au plate	10	2	0,20
Cloisons légères	/	/	1
Σ	/	/	5,59

b. Dalle pleine :

Tableau II.3 : Les charges permanentes sur la dalle pleine.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0,4
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle à épaisseur	25	15	3,75
Enduit au plate	10	2	0,20
Cloisons légères	/	/	1
Σ	/	/	6,29

c. Balcon :

Tableau II.4 : Les charges permanentes sur le balcon.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0,4
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle à épaisseur	25	15	3,75
Enduit en ciment	18	2	0,36
Σ	/	/	5,45

II.3.1.3 Maçonnerie :

a. Mur extérieur à double cloison :

Tableau II.5 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	10	2	0,20
Briques creuses	9	10	0,90
L'âme d'air	/	/	0
Briques creuses	9	15	1,35
Enduit en plâtre intérieur	18	2	0,36
Σ	/	/	2,81

II.3.1.4 Acrotère

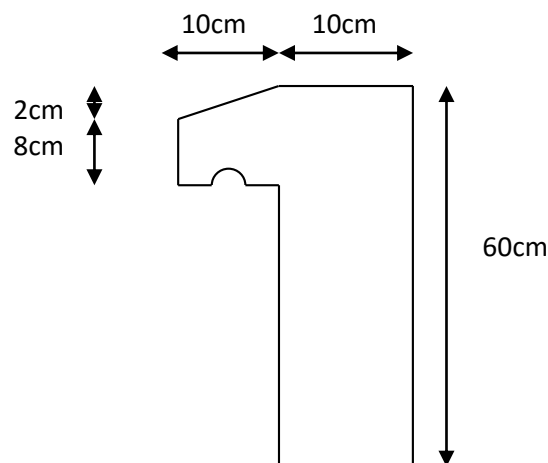


Figure II.2 : Dimensions de l'acrotère.

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

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

S : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,07 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,07 = 1,73 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($e_p=2\text{cm}$) :

$$G_2 = 0,02 \times [2 \times (0,60+0,10)] \times 18 = 0,50 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,23 \text{ kN/m.}$$

II.3.2 Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, et selon l'utilisation de notre bâtiment, on distingue les charges d'exploitation :

Tableau II.7 : charge d'exploitation des éléments de structure

désignation de l'élément	Q (KN/m ²)
Acrotère (main courante)	1
Plancher terrasse (inaccessible)	1
Plancher à usage habitation	1,5
Plancher à usage administratif	2,5
Plancher à usage commerce	5
Escaliers	2,5
Balcon	3,5

II.4 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui ont pour rôle la transmission des efforts revenant des planchers aux éléments verticaux. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par les **(RPA99 version 2003)**.

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

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

- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

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

h : Hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

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

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

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

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

II.4.1 Exemple de calcul

1. Poutre Porteuse :

1.1. Selon les règles BAEL 91 (modifié 99)

On a : $L = 5,6 - 0,30 = 5,30 \text{ m}$

$$1) \quad \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10}$$

D'où : $35 \leq h \leq 53$ on prend **$h = 45 \text{ cm}$** .

$$2) \quad 0,3 * 45 \leq b \leq 0,7 * 45$$

D'où : $13,5 \leq b \leq 31,5$ on prend **$b = 30 \text{ cm}$** .

1.2. Selon les RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- $h/b = 1,5 \leq 4$

⇒ Les trois conditions dictées par les RPA99 version 2003 sont vérifiées.

2. Poutre non Porteuse :

2.1. Selon les règles BAEL 91 (modifié 99)

On a : $l = 4,45 - 0,3 = 4,15 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10}$$

D'où : $27,66 \leq h \leq 41,5 \text{ cm}$ nous prendrons **$h = 40 \text{ cm}$**

Et : $0,3 * 40 \leq b \leq 0,7 * 40$

D'où : $12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ nous prendrons **$h = 30 \text{ cm}$**

2.2. Selon les RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- $h/b = 1,34 \leq 4$

⇒ **Les trois conditions dictées par les RPA99 (ver 2003) sont vérifiées.**

Notre choix sera donc :

- Pour le sens porteur on prend : **$b \times h = 30 * 45 \text{ (cm}^2\text{)}$** .
- Pour le sens non porteur on prend : **$b \times h = 30 * 40 \text{ (cm}^2\text{)}$** .

II.5 Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles, c'est des murs réalisés en béton armé, qui satisfaisants la condition $L \geq 4 a$, avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré-dimensionnement, nous avons pris en compte les recommandations des **RPA99 version 2003**.

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

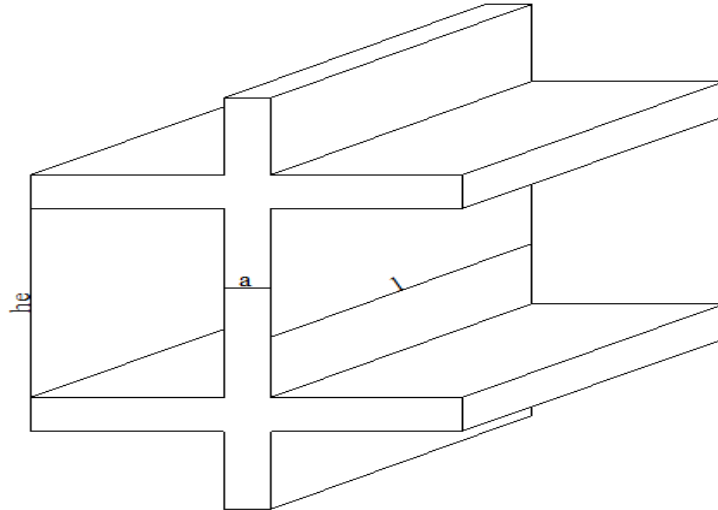


Figure II.3 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 22 \right\} \quad (\text{art:7.7.1}) [2]$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

- Pour RDC $h_e = (4,42 - 0,40) = 4,02 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 18,27 \text{ cm} \right\} \quad \Rightarrow \quad a_{\min} \geq 18,27 \text{ cm}$$

Pour une question de répartitions des contraintes et de dispositions des voiles vue l'aspect architecturale, nous adopterons pour les voiles une épaisseur $a = 25\text{cm}$.

II.6 Les poteaux

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

II.6.1 Principe

- Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.
- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.6.2 Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- 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 répondre afin de vérifier les conditions minimales imposées par les « **RPA99 version 2003** ».

II.6.3 Loi de dégression

Il est très rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, donc pour éviter un surdimensionnement des poteaux on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% 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 :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad \text{Donnée par le DTR B.C.2.2.}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

II.6.4 Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \text{ Art (B-8-4-1)}$$

Avec :

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

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

* I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

* 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 ($f_e = 400 \text{ MPa}$) .

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

* A_s : section d'acier comprimée.

* B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

* Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [\text{cm}^2]$

* Poteau circulaire $B_r = \frac{\pi}{4} (D - 0,02)^2 [\text{cm}^2]$

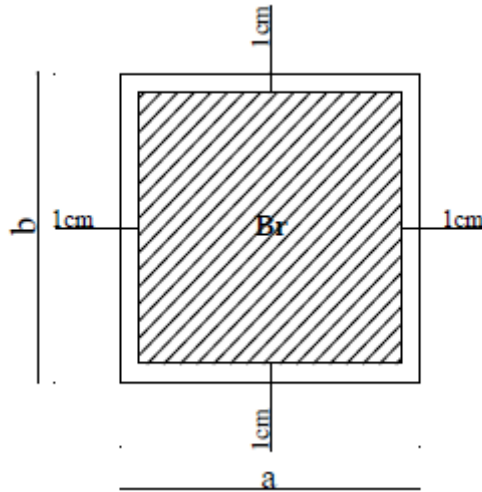


Figure II.4 : Section réduite du béton (poteau carré).

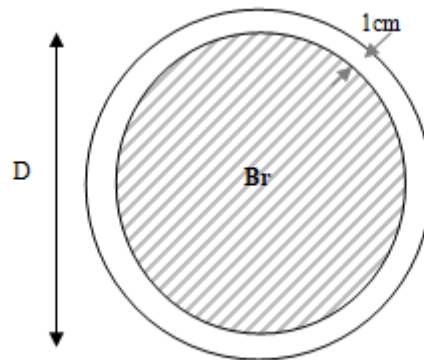


Figure II.5 : Section réduite du béton (poteau circulaire).

➤ Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

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

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

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

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

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

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

➤ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

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

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$(a ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

Poteau de section circulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} * D \geq 35cm \\ * D \geq \frac{h_e}{15} \end{array} \right.$$

Avec :

D : diamètre de la section.

h_e : hauteur d'étage

II.6.5 Calcul des poteaux

Les poteaux les plus sollicités sont :

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

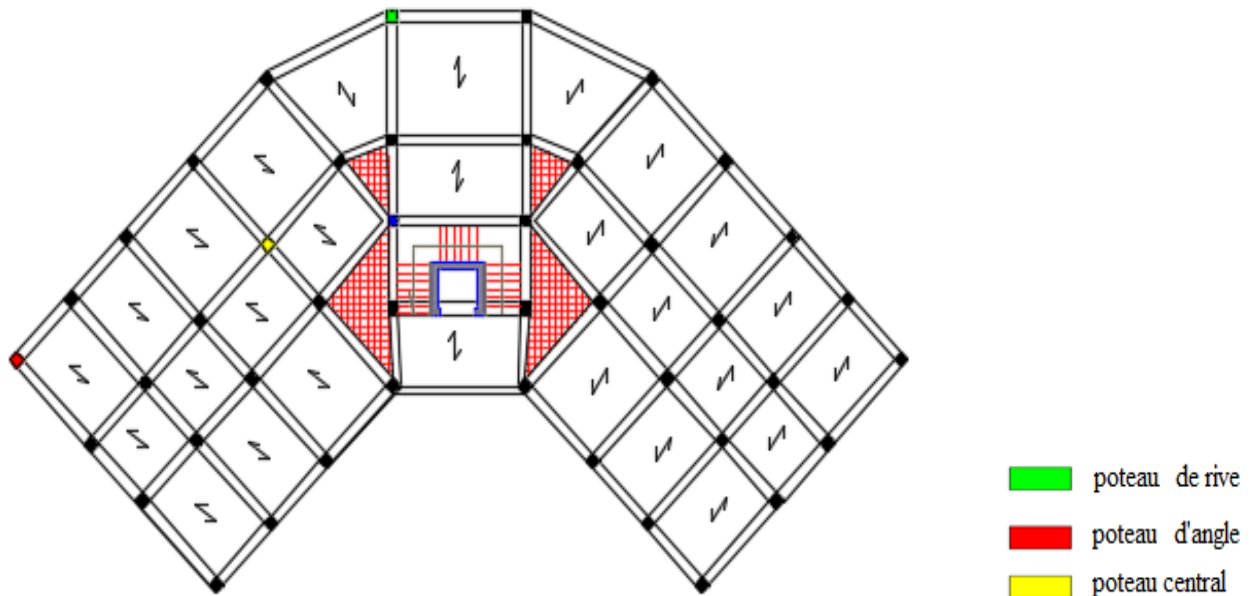


Figure II.6 : Vue en plan « Types de Poteaux » .

	N.1	
N.1	N.2	N.1
N.2	N.3	N.2
N.3	N.4	N.3
N.4	N.5	N.4
N.5	N.6	N.5
N.6	N.7	N.6
N.7	N.8	N.7
N.8	N.9	N.8
RDC	RDC	RDC
S.SOL	S.SOL	S.SOL

Figure II.7 : Schéma statique de la descente de charge.

II.6.5.1 Poteau de rive (plus sollicité)

a. Surface reprise

$S = 15,84 \text{ m}^2$ (calculer à partir d'Autocad)

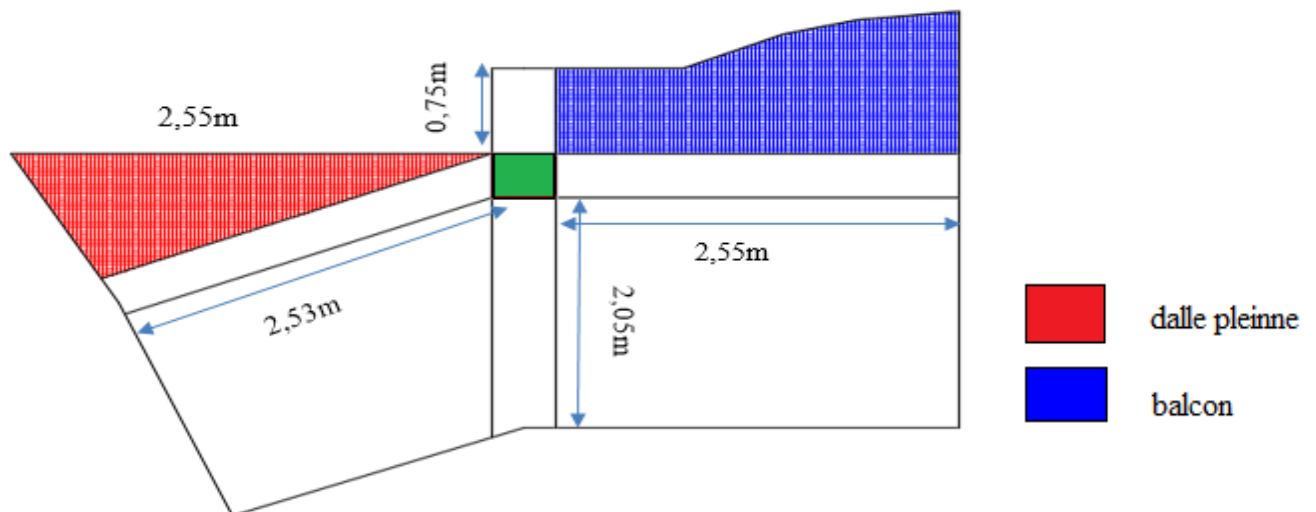


Figure II.8 : représentation de la surface reprise par le poteau de rive.

Calcul des différents poids :

- Poids des poutres

Poids des poutres porteuses : $0,3 \times 0,45 \times 5,57 \times 25 = 18,79 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses : $0,3 \times 0,4 \times 3,17 \times 25 = 9,51 \text{ KN}$

• **Poids de poteaux**

Poids de poteau RDC : $4,42 \times 25 \times \frac{(0,35)^2}{4} * \pi = 10,62 \text{ KN}$

Poids de poteau des étages courants : $3,06 \times 25 \times (0,3)^2 = 6,88 \text{ KN}$

b. Charge d'exploitation :

Tableau II.8 : Dégression des surcharges pour le poteau de rive

Étage des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
terrasse	Q_0	1	$Q_0 * S$	15,84
9 ^{ème} étage	Q_1	1,5 et 3,5	$Q_0 * S + Q_1 * S + Q_{\text{balcon}} * S_{\text{balcon}}$	45,76
8 ^{ème} étage	Q_2	1,5 et 3,5	$Q_0 * S + 0,95 [(Q_1 + Q_2) * S + Q_{\text{balcon}} * S_{\text{balcon}}]$	66,83
7 ^{ème} étage	Q_3	1,5 et 3,5	$Q_0 * S + 0,90 [(Q_1 + Q_2 + Q_3) * S + Q_{\text{balcon}} * S_{\text{balcon}}]$	85,53
6 ^{ème} étage	Q_4	1,5 et 3,5	$Q_0 * S + 0,85 [(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) * S + Q_{\text{balcon}} * S_{\text{balcon}}]$	101,,86
5 ^{ème} étage	Q_5	1,5 et 3,5	$Q_0 * S + 0,80 [(Q_1 + \dots + Q_5) * S + Q_{\text{balcon}} * S_{\text{balcon}}]$	115,80
4 ^{ème} étage	Q_6	1,5 et 3,5	$Q_0 * S + 0,75 [(Q_1 + \dots + Q_6) * S + Q_{\text{balcon}} * S_{\text{balcon}}]$	127,38
3 ^{ème} étage	Q_7	1,5 et 3,5	$Q_0 * S + 0,714 [(Q_1 + \dots + Q_7) * S + Q_{\text{balcon}} * S_{\text{balcon}}]$	138,99
2 ^{ème} étage	Q_8	1,5 et 3,5	$Q_0 * S + 0,687 [(Q_1 + \dots + Q_8) * S]$	150,65
1 ^{er} étage	Q_9	2,5	$Q_0 * S + 0,667 [(Q_1 + \dots + Q_9) * S]$	169,036
RDC	Q_{10}	5	$Q_0 * S + 0,667 [(Q_1 + \dots + Q_{10}) * S]$	221,86

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive :

Tableau II.9 : Descente de charge du poteau de rive

Etages	Niveaux	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids des murs extérieur Poids de poteau Poids d'acrotère Poids du plancher dalle pleine Total	73,10 26,39 43,85 6,88 15,20 10,37 175,79	15,84
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher dalle pleine Poids de dalle du balcon Poids des murs extérieur Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	175,79 10,37 16,78 43,85 62,10 26,39 6,88 342,16	45,76
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 B Total	342,16 166,37 508,53	66,83
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 B Total	508,53 166,37 674,9	85,53
5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 B Total	674,9 166,37 841,27	101,86
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 B Total	841,27 166,37 1007,64	115,80
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 B Total	1007,64 166,37 1174,01	127,38
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 B Total	1174,01 166,37 1340,38	138,99
1 ^{er} étage	N9	Venant de N8 Poids du plancher corps creux Poids murs extérieur Poids des poutres Poids de poteau Total	1340,38 88,54 43,85 26,39 6,88 1506,04	150,65
RDC	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids murs extérieur Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	1506,04 80,26 57,61 26,39 10,62 1680,92	169,036

S.SOL	N11	Venant de N10 Poids du plancher dalle pleine Poids voile périphérique Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.SOL Total	1680,92 80,26 43,85 26,39 8,17 1839,59	221,86
Totale	Σ		1839,59	221,86

c. Choix des sections des poteaux de rive :

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux de rive

poteau	Etages	NuG (kN)	NuQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	choix
Rive	9 ^{ème} étage	237,31	23,76	261,07	172,3	13,12	30*30	30*30
	8 ^{ème} étage	461,91	68,64	530,55	350,16	18,71	30*30	30*30
	7 ^{ème} étage	686,51	100,24	786,75	519,25	22,78	30*30	30*30
	6 ^{ème} étage	911,11	128,29	1039,4	686,004	26,19	30*30	30*30
	5 ^{ème} étage	1135,71	152,79	1288,5	850,41	29,16	30*30	30*30
	4 ^{ème} étage	1360,31	173,7	1534,01	1012,44	31,81	30*30	35*35
	3 ^{ème} étage	1584,91	191,07	1775,98	1172,14	34,23	30*30	35*35
	2 ^{ème} étage	1809,51	208,48	2017,98	1331,87	36,49	30*30	40*40
	1 ^{er} étage	2033,15	225,97	2259,12	1419,01	38,61	30*30	40*40
	RDC	2269,24	253,54	2522,78	1665,034	46,05	35	50
S.SOL	2483,44	332,79	2816,23	1858,71	48,65	35	50	

d. Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq fbc = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II.11 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rive.

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	D(cm)	NU/B(MPA)	Conditions
Rive	9 ^{ème} étage	261,07	30*30		2,9	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	530,55	30*30		5,89	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	786,75	30*30		8,74	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	1039,4	30*30		11,54	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1288,5	30*30		14,31	Non Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1537,37	35*35		12,54	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1878,23	35*35		15,33	Non Vérifiée
	2 ^{ème} étage	2136,17	40*40		13,35	Vérifiée
	1 ^{er} étage	2393,27	40*40		14,95	Non Vérifiée
	RDC	2685,63		50	13,68	Vérifiée
	S.SOL	3047,40		50	15,52	Non Vérifiée

Tableau II.12 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rive après correction.

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	D(cm)	NU/B(MPA)	Conditions
Rive	9 ^{ème} étage	261,07	30*30		2,9	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	530,55	30*30		5,89	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	786,75	30*30		8,74	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	1039,4	30*30		11,54	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1291,85	35*35		10,53	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1540,72	35*35		12,57	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1885,58	40*40		11,78	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	2140,42	40*40		13,37	Vérifiée
	1 ^{er} étage	2398,82	45*45		11,84	Vérifiée
	RDC	2700,36		50	13,75	Vérifiée
	S.SOL	3071,7		55	12,93	Vérifiée

II.6.5.2 Poteau d'angle :

a. Surface reprise

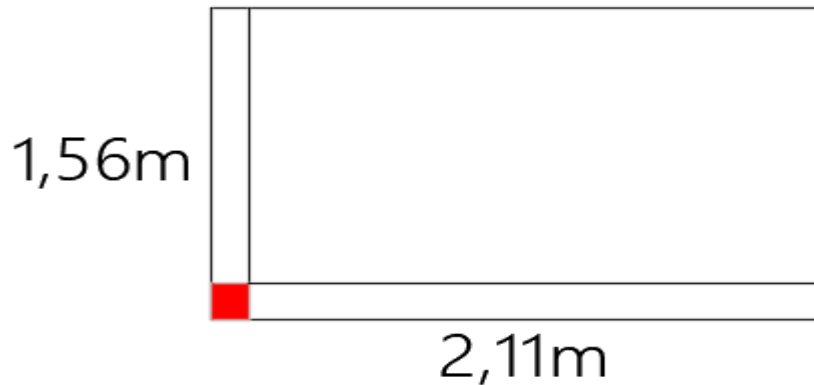


Figure II.9 : représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.

$$S = 3,3 \text{ m}^2$$

b. Calcul des différents poids :

- **Poids des poutres**

$$\text{Poids des poutres porteuses} : 0,3 \times 0,45 \times 1,56 \times 25 = 5,26 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres non porteuses} : 0,3 \times 0,4 \times 2,11 \times 25 = 6,33 \text{ KN}$$

- **Poids de poteaux :**

$$\text{Poids de poteau RDC} : 4,42 \times 25 \times \frac{(0,35)^2}{4} * \pi = 10,62 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteau des étages courants} : 3,06 \times 25 \times (0,3)^2 = 6,885 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteau de l'étage S.S} : 3,4 \times 25 \times \frac{(0,35)^2}{4} * \pi = 8,17 \text{ KN}$$

c. Charge d'exploitation :

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

Tableau II.13 : Dégression des surcharges pour le poteau d'angle

Etage des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
terrasse	Q_0	1	$Q_0 * S$	3,3
8ème	Q_1	1,5	$Q_0 * S + Q_1 * S$	8,25
7ème	Q_2	1,5	$Q_0 * S + 0,95 [(Q_1 + Q_2) * S]$	12,70
6ème	Q_3	1,5	$Q_0 * S + 0,90 [(Q_1 + Q_2 + Q_3) * S]$	16,66
5ème	Q_4	1,5	$Q_0 * S + 0,85 [(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) * S]$	20,13
4ème	Q_5	1,5	$Q_0 * S + 0,80 [(Q_1 + \dots + Q_5) * S]$	23,1
3ème	Q_6	1,5	$Q_0 * S + 0,75 [(Q_1 + \dots + Q_6) * S]$	25,57
2ème	Q_7	1,5	$Q_0 * S + 0,714 [(Q_1 + \dots + Q_7) * S]$	28,04
1er	Q_8	2,5	$Q_0 * S + 0,687 [(Q_1 + \dots + Q_8) * S]$	32,77
rdc	Q_9	5	$Q_0 * S + 0,667 [(Q_1 + \dots + Q_9) * S]$	42,91

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau d'angle :

Tableau II.14 : Descente de charge du poteau d'angle

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
8 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids murs extérieur Poids de poteau de l'étage Terrasse Poids de l'acrotère Total	21,71 9,7 26,39 6,88 7,49 72,17	3,3
7 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher corps creux Poids murs extérieur Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	72,17 18,84 26,39 9,7 6,88 133,98	8,25
6 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 C Total	133,98 61,81 195,79	12,70
5 ^{ème} étage	N3	Venant de N3 C Total	195,79 61,81 257,6	16,66
4 ^{ème} étage	N4	Venant de N4 C Total	257,6 61,81 319,41	20,13
3 ^{ème} étage	N5	Venant de N5 C Total	319,41 61,81 381,22	23,1
2 ^{ème} étage	N6	Venant de N6 C Total	381,22 61,88 443,1	25,57
1 ^{ème} étage	N7	Venant de N7 C Total	443,1 61,81 504,91	28,04
RDC	N8	Venant de N8 Poids du plancher dalle pleine Poids murs extérieur Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	504,91 20,757 38,13 9,7 10,62 584,11	32,77
S.SOL	N9	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids voile périphérique Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.SOL Total	584,11 20,757 29,33 9,7 8,17 652,06	42,91
Totale	Σ		652,06	42,91

d. Choix des sections des poteaux d'angle :**Tableau II.15 :** Choix des sections des poteaux d'angle.

Poteau	Etages	NuG (kN)	NuQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	D (cm)	RPA (cm ²)
Angle	8 ^{ème} étage	97,42	4,95	102,37	67,56	8,219		30*30
	7 ^{ème} étage	153,87	12,37	166,24	109,71	10,47		30*30
	6 ^{ème} étage	264,31	19,05	283,36	187,01	13,67		30*30
	5 ^{ème} étage	347,76	24,99	372,75	246,01	15,68		30*30
	4 ^{ème} étage	431,20	30,19	461,39	304,51	17,45		30*30
	3 ^{ème} étage	514,64	34,65	549,29	362,53	19,04		30*30
	2 ^{ème} étage	598,18	38,36	636,54	420,11	20,49		30*30
	1 ^{ème} étage	681,62	42,06	723,68	477,62	21,85		30*30
	RDC	788,54	49,15	837,69	552,87		26,53	35
	S.SOL	880,28	64,36	944,64	623,46		28,18	35

Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$$

Tableau II.16 : Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle.

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	D(cm)	NU/B(MPA)	Conditions
Angle	8 ^{ème} étage	102,37	30*30		1,13	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	166,24	30*30		1,84	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	283,36	30*30		3,14	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	372,75	30*30		4,14	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	461,39	30*30		5,12	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	549,29	30*30		6,1	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	636,54	30*30		7,07	Vérifiée
	1 ^{er} étage	723,68	30*30		8,04	Vérifiée
	RDC	837,69		35	8,71	Vérifiée
	S.SOL	944,64		35	9,82	Vérifiée

II.6.5.3 Poteau central

a. Surface reprise:

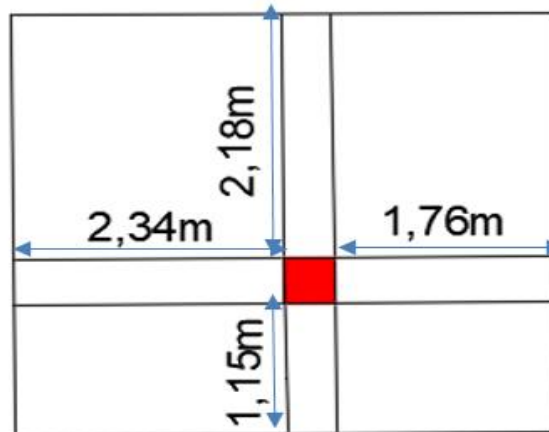


Figure II.10 : représentation de la surface reprise par le poteau central.

$$S = 14,77 \text{ m}^2$$

b. Calcul des différents poids :

- Poids des poutres

$$\text{Poids des poutres porteuses} : 0,3 \times 0,45 \times 4,1 \times 25 = 13,83 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres non porteuses} : 0,3 \times 0,4 \times 3,33 \times 25 = 9,99 \text{ KN}$$

- Poids de poteaux

$$\text{Poids de poteau RDC} : 4,42 \times 25 \times (0,3)^2 = 9,94 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteau des étages courants} : 3,06 \times 25 \times (0,3)^2 = 6,88 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteau de l'étage S.S} : 3,4 \times 25 \times (0,3)^2 = 7,65 \text{ KN}$$

c. Charge d'exploitation :

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

Tableau II.17 : Dégression des surcharges pour le poteau centrale

etages des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Q cumulée (kN/m ²)
terrasse	Q ₀	$\Sigma_0=S*Q_0$	14 ,77
9ème	Q ₁	$\Sigma_1=S*Q_0+*SQ_1$	36,925
8ème	Q ₂	$\Sigma_2=S*Q_0+0,95(Q_1+Q_2)*S$	56,86
7ème	Q ₃	$\Sigma_3=S*Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)*S$	74,58
6ème	Q ₄	$\Sigma_4= S*Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)*S$	90,09
5ème	Q ₅	$\Sigma_5=S*Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)*S$	103,39
4ème	Q ₆	$\Sigma_6=S*Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)*S$	114,46
3ème	Q ₇	$\Sigma_7=S*Q_0+0,714(Q_1+.....+Q_7)*S$	125,50
2ème	Q ₈	$\Sigma_8=S*Q_0+0,687(Q_1+.....+Q_8)*S$	136,53
1ère	Q ₉	$\Sigma_9=S*Q_0+0,667(Q_1+.....+Q_9)*S$	157,61
RDC	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=S*Q_0+0,65(Q_1+.....+Q_{10})*S$	201,97

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau central :

Tableau II.18 : Descente de charge du poteau centrale

Etages	Niveaux	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau Total	97,19 23,72 6,88 127,79	14 ,77
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	127,79 82,41 23,72 6,88 240,8	36,925
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 A Total	240 ,8 113,01 353,81	56,86
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 A Total	353,81 113 ,01 466,82	74,58
5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 A Total	466,82 113,01 579 ,83	90,09
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 A Total	579,83 113,01 692,84	103,39
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 A Total	692,84 113,01 805,85	114,46
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 A Total	805,85 113,01 918,86	125,50
1 ^{er} étage	N9	Venant de N8 A Total	918,86 113,01 1031,87	136,53
RDC	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de RDC Total	1031,87 92,90 23,72 9,94 1158,43	157,61
S.SOL	N11	Venant de N10 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de S.SOL Total	1158,43 92,90 23 ,72 7,65 1282,7	201,97
Totale	Σ		1282,7	201,97

c. Choix des sections des poteaux centraux :

Tableau II.19 : Choix des sections des poteaux centraux.

poteau	Étages	NuG (kN)	NuQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	choix
Central	9 ^{ème} étage	172,51	22,15	194,66	128,47	11,33	30*30	30*30
	8 ^{ème} étage	325,08	55,38	380,46	251,1	15,84	30*30	30*30
	7 ^{ème} étage	477,64	85,29	562,93	371,53	19,27	30*30	30*30
	6 ^{ème} étage	630,2	111,87	742,07	489,76	22,13	30*30	30*30
	5 ^{ème} étage	782,77	135,13	917,9	605,81	24,61	30*30	30*30
	4 ^{ème} étage	935,33	155,08	1090,41	719,67	26,82	30*30	30*30
	3 ^{ème} étage	1087,89	171,99	1259,88	831,52	28,83	30*30	30*30
	2 ^{ème} étage	1240,46	188,25	1428,71	942,94	30,7	30*30	35*35
	1 ^{ème} étage	1393,02	204,79	1597,81	1054,55	32,47	30*30	35*35
	RDC	1563,88	236,41	1800,29	1188,19	34,47	30*30	35*35
	S.SOL	1731,64	302,95	2034,59	1342,82	36,64	30*30	40*40

d. Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II.20 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux :

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
central	9 ^{ème} étage	194,66	30*30	2,16	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	380,46	30*30	4,22	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	562,93	30*30	6,25	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	742,07	30*30	8,24	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	917,9	30*30	10,19	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1090,41	30*30	12,11	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1259,88	30*30	13,99	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1432,06	35*35	11,69	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1604,51	35*35	13,09	Vérifiée
	RDC	1811,83	35*35	14,79	Non Vérifiée
	S.SOL	2054,16	40*40	12,83	Vérifiée

La condition de résistance n'est pas vérifiée, donc il faut corriger les sections des poteaux.

Tableau II.21 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux après correction.

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
central	9 ^{ème} étage	194,66	30*30	2,16	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	380,46	30*30	4,22	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	562,93	30*30	6,25	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	742,07	30*30	8,24	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	917,9	30*30	10,19	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1090,41	30*30	12,11	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1259,88	30*30	13,99	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1432,06	35*35	11,69	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1604,51	35*35	13,09	Vérifiée
	RDC	1817,42	40*40	11,35	Vérifiée
	S.SOL	2059,75	40*40	12,87	Vérifiée

Tableau II.22 : Tableau comparatif des sections des poteaux.

Étages	Poteau de rive		Poteau d'angle		Poteau central	
	Carrée (cm)	circulaire (cm)	Carrée (cm)	Circulaire (cm)	Carrée (cm)	Circulaire (cm)
9 ^{ème}	30*30	/	30*30	/	30*30	/
8 ^{ème}	30*30	/	30*30	/	30*30	/
7 ^{ème}	30*30	/	30*30	/	30*30	/
6 ^{ème}	30*30	/	30*30	/	30*30	/
5 ^{ème}	35*35	/	30*30	/	30*30	/
4 ^{ème}	35*35	/	30*30	/	30*30	/
3 ^{ème}	40*40	/	30*30	/	30*30	/
2 ^{ème}	40*40	/	30*30	/	35*35	/
1 ^{ème}	45*45	/	30*30	/	35*35	/
Rdc	/	50	/	35	40*40	/
S.SOL	/	55	/	35	40*40	/

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons établi un pré-dimensionnement des différents éléments qui constituent l'ensemble de la structure (poteau, poutre, voile et plancher...), en se basant sur les différents règlements (RPA, BAEL) et en respectant plusieurs conditions de ces derniers, pour finalement prescrire un dimensionnement en bonne et due forme à partir de plusieurs calculs entamés.

III.1 Acrotère

III.1.1 Définition

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

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

III.1.2 Evaluation des charges

a. Charges permanentes :

Le poids total de l'acrotère :

$$G = 2,23 \text{ kN/m}$$

b. Charge d'exploitation :

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

$$Q=1,0 \text{ kN/m}$$

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

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

$$F_p=4AC_pW_p \dots\dots(6-3) \quad [2]$$

Avec :

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

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

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

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,23 \text{ kN}$].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,23 = \mathbf{1,78 \text{ kN.}}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,78 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,78 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G=2,23 \text{ kN/ml}} \quad \text{et} \quad \mathbf{Q_h=1,78 \text{ kN/ml}}$$

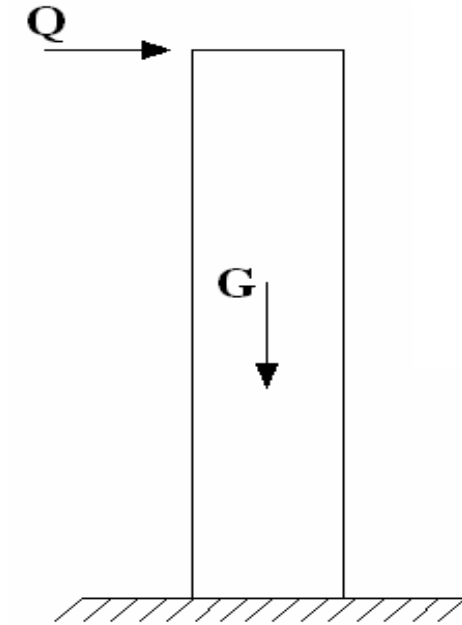


Figure III.1 : Charges et surcharges agissant sur l'acrotère.

III.1.3 Calcul des efforts

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 3,01 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,60 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,67 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,23 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h = 1,07 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,78 \text{ kN}$$

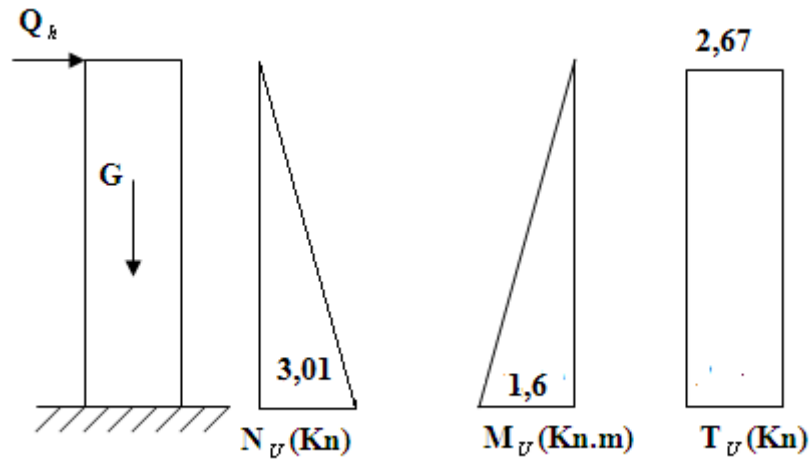


Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{ cm}$; $b=100\text{ cm}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{ MPa}$; $c=c'=1\text{ cm}$; $f_e=400\text{ MPa}$

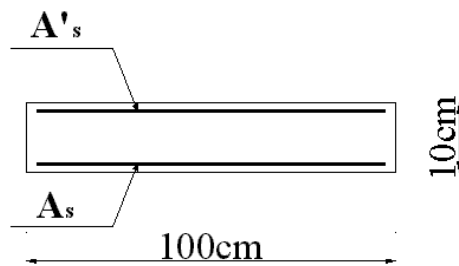


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,60}{3,01} \times 10^2 = 53,16\text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 1 = 4\text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

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

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,72 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,015$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,019$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 89,32 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,0143 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 52,71 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 46,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 :

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2; 1,09 \text{ cm}^2 \right\} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc : nous adopterons finalement pour $6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$

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

III.1.6 Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,43 \text{ cm}^2$$

On choisit $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = \frac{60-2}{3} = 19,33 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

III.1.7 Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,98 \text{ cm}$$

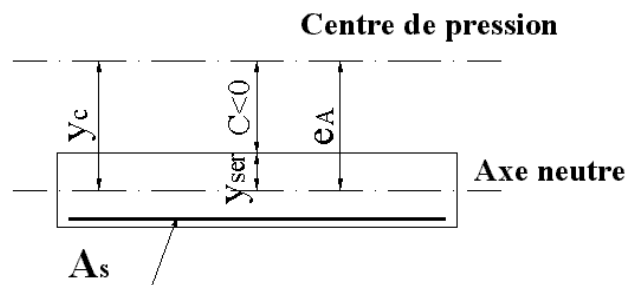


Figure III.4 : Distance de l'axe neutre.

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

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

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 47,99 - \frac{10}{2} = 42,99 \text{ cm}$$

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

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

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c + c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5397,57 \\ q = -2c^3 - 6n(c + c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 151806,82 \end{cases} \text{ et}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,51 \cdot 10^8$$

$$\phi = \text{Arc cos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] \Rightarrow \phi = 0,104 \text{ rad}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\phi}{3} \right] = 44,94 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_c - C = 1,95 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_1 = 1,95 \text{ cm} \\ y_c = 44,94 \text{ cm} \end{cases}$$

III.1.8 Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{\frac{by_1^2}{2} + 15A_1(y_1 - c_1) - 15A_2(d - y_1)} \right) y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2230}{\frac{1000 \times 19,5^2}{2} + 15 \times 170(19,5 - 10) - 15 \times 170(90 - 19,5)} \right) \times 19,5 = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \times \sigma_{bc}^{max} \times \frac{d - y_1}{y_1} \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \times \sigma_{bc}^{max} \times \frac{y_1 - c_1}{y_1} \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 64,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

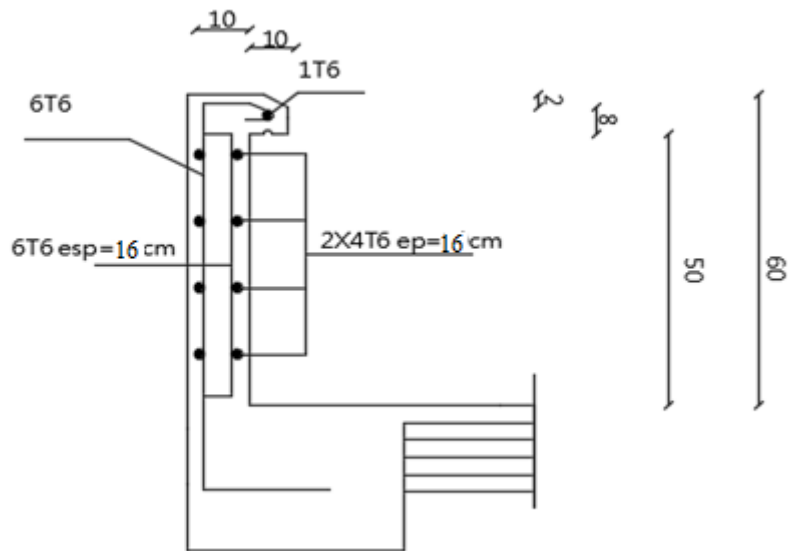
$$\sigma'_s = 8,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.9 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28} ; 4 \text{MPa} \} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \times 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,028 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



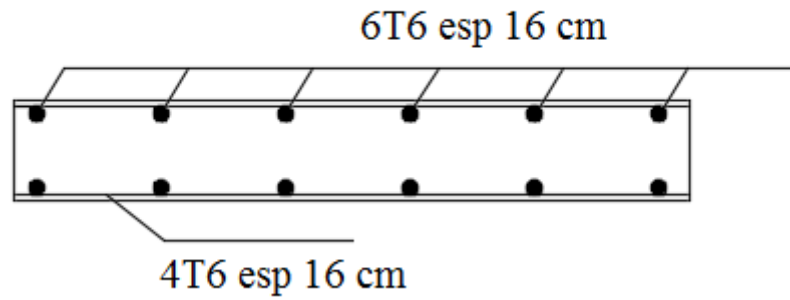


Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude des balcons

III.2.1 Introduction

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

- Un poids propre (son propre poids).
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

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

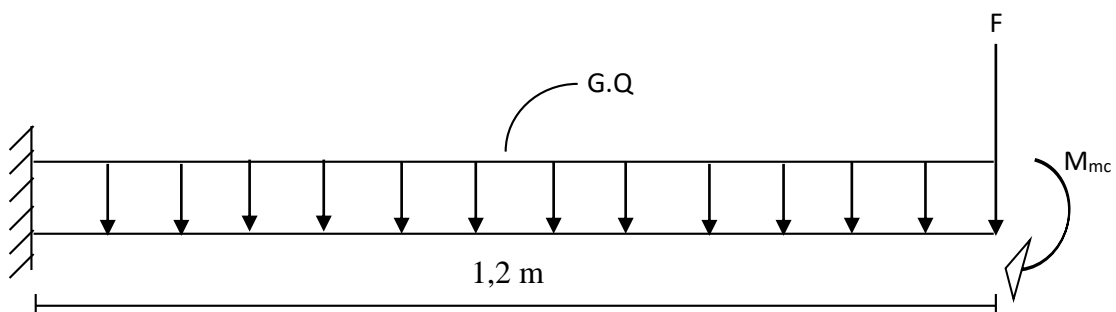


Figure III.6 : Schéma statistique du balcon.

III.2.2 Calcul des charges sollicitant le balcon

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanente :

Tableau III.1 : charge permanente sur le balcon

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0,4
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle à épaisseur	25	15	3,75
Enduit en ciment	18	2	0,36
Σ	/	/	5,45

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1m = 5,45 \times 1 = \mathbf{5,45 \text{ KN/m}}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m, pour une bande de 1m.}$$

- Charge concentrée :

Tableau III.2 : charge concentrée sur le balcon.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit au ciment	18	2	0,36
Maçonnerie	9	10	0,9
Enduit au ciment	18	2	0,36
Σ	/	/	1,62

Pour une bande de 1m, $F = \mathbf{1,62 \text{ kN/m}}$

- Moment due à la main courante :

$$M_{mc} = 1 \times 1 = \mathbf{1 \text{ kNm}}$$

b. Combinaisons des charges :**Tableau III.3 :** Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,6	8,95
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc} (kNm)	1,5	1

c. Calcul des efforts internes :

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

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

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

Tableau III.4 : Efforts internes

	ELU	ELS
T(kN)	19,62	13,99
M (kNm)	15,37	11

III.2.3 Calcul du ferrailage**a. Armatures principales :**

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x15)cm².

Les données : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa, $f_{bc} = 14,17$ MPa, $d = 13,5$ cm, $f_e = 400$ MPa.

Tableau III.5 : Ferrailage du balcon.

MU (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	A's (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
15,37	0,059	oui	0	0,07	13,12	3,36	6T10	4,71	18

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

$$St < \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow St = 18 \text{ cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié.}$$

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,19 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,37 \text{ cm}^2$$

On adopte: $5T8/ml = 2,51 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.2.4 Vérifications**a. Condition de non fragilité :**

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

$$A_s = 4,74 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{19,62 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,14 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

c. Vérification des contraintes :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

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

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

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

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

Avec: $n=15$; $\eta=1,6(H.A)$; $c'=2cm$; $d=13,5cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \right.$$

Tableau III.6 : Vérification des contraintes.

M_{ser}(kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (mPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
13,99	4,71	3,71	8473,54	6,12	vérifiée

d. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{141} = 0,106 \geq 0,0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{4,74}{100 \times 13,5} = 0,0024 \leq 0,0105 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{141} = 0,106 \geq 0,09 \dots \text{vérifiée}$$

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

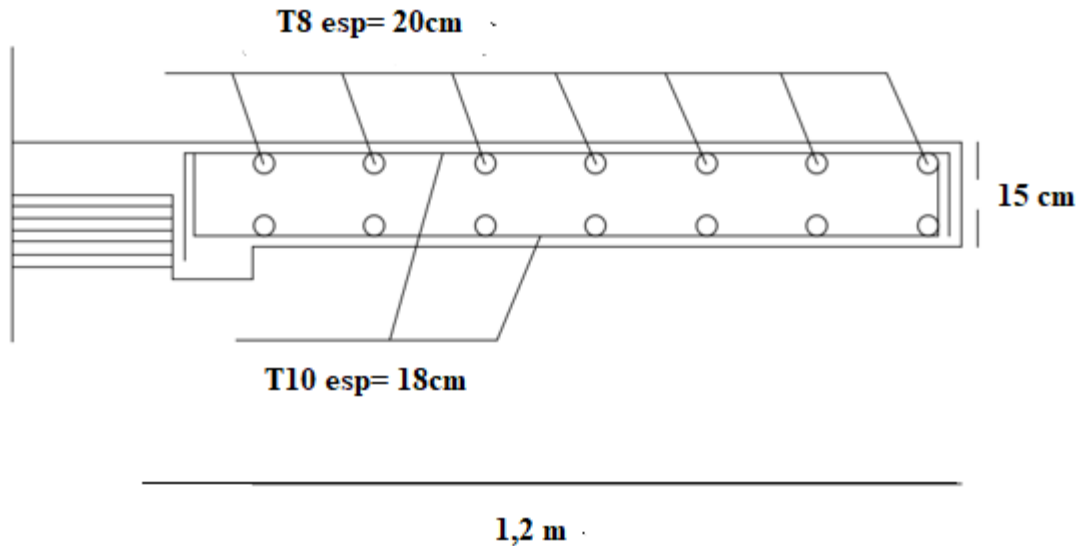


Figure III.7: Schéma de ferrailage des balcons.

III.3 Etude des planchers

III.3.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, qui ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.3.2 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **20cm**.

III.3.2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

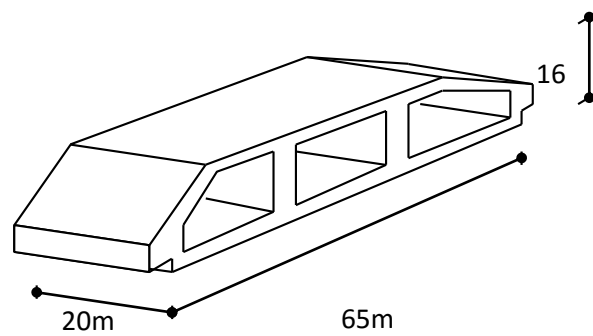


Figure III.8 : Corps Creux.

III.3.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

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

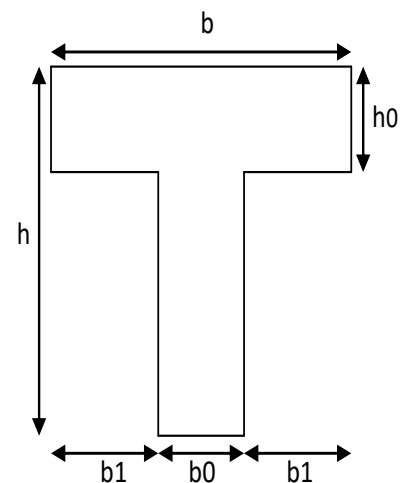


Figure III.9 : Schéma de poutrelle.

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

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

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

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

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

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

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

$$L_y = 493 - 30 = 463\text{cm}.$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}, \frac{415}{10}\right) = 26,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm}.$$

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

III.3.2.1.2. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$
- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

Tableau III.7 : Charges et surcharges sur les poutrelles.

Désignation			ELU		ELS	
	G	Q	q_u	P_u	q_s	P_s
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,58	1,00	10,38	6,74	7,58	4,92
Etages d'habitation	5,59	1,50	9,80	6,36	7,09	4,60
Etage administratif	5,59	2,5	11,29	7,33	8,09	5,25

III.3.2.1.3. Les Différents types de poutrelles :

- **Type1** : Poutrelle à 1 travée.

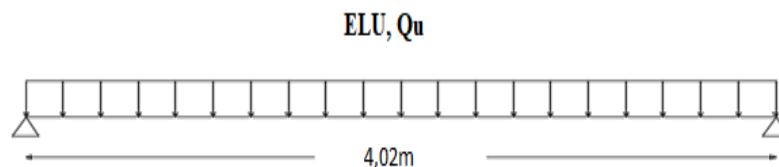


Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle à 1 travée.

- **Type2:** Poutrelles à 2 travées.

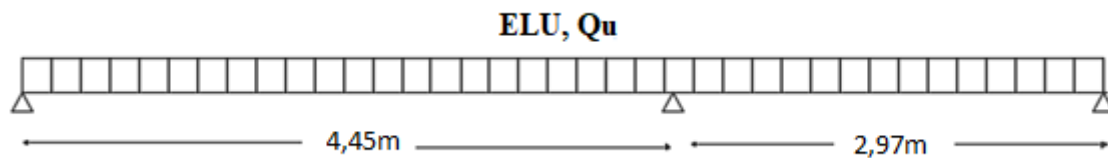


Figure III.11 : Schéma statique de la poutrelle à 2 travées.

- **Type3:** Poutrelles à 3 travées.

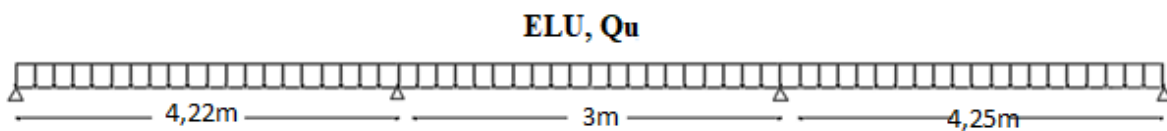


Figure III.12 : Schéma statique de la poutrelle à 3 travées.

III.3.2.1.4. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul manuel en béton armé pour calculer les moments : La méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**, ou bien en utilisant le logiciel **SAP2000** qui se base sur les théories des **Eléments finies**.

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

- **Méthode forfaitaire [1]**

- **condition d'application**

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

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

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

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

4- La fissuration est peu préjudiciable.

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

• **Méthode de CAQUOT : [1]**

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode**

❖ **Moment sur appuis.**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

❖ **Moment en travée**

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

Avec :

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

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

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

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

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

$l'_w = l$ pour une travée de rive.

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

Où « l » représente la portée de la travée libre.

❖ **Effort tranchant**

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

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

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

III.3.2.1.5. Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression
 - 1^{ère} étape de calcul : avant coulage

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

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

Evaluation des charges et surcharges :➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

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

G=1,94kN/ml

➤ **Charges d'exploitation :**

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

-Combinaison des charges :

$$\mathbf{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{3,60kN/ml}$$

$$\mathbf{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = \mathbf{2,60kN/ml}$$

-Calcul des moments (poutrelle a 2 travées):

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{3,6 \times (4,45)^2}{8} = 8,91kN.m$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{2,6 \times (4,45)^2}{8} = 6,43kN.m$$

-Ferrailage :

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

$$M_u = 8.91kNm ; b = 12cm ; d = 3,6cm ; \sigma_{bc} = 14,17Mpa$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 4,04 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression :

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

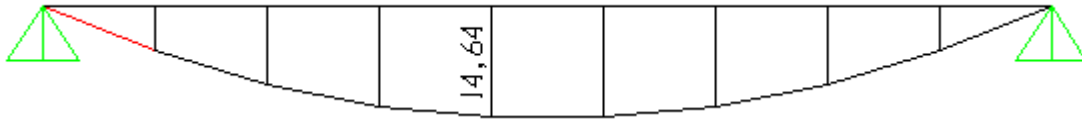
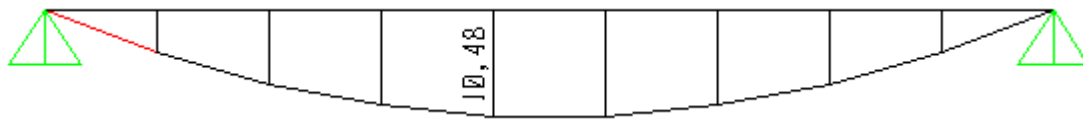
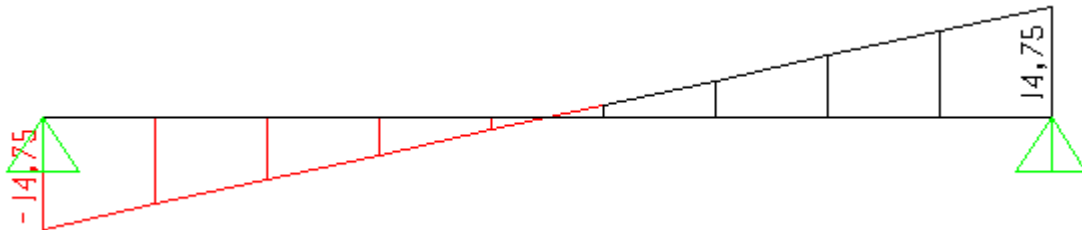
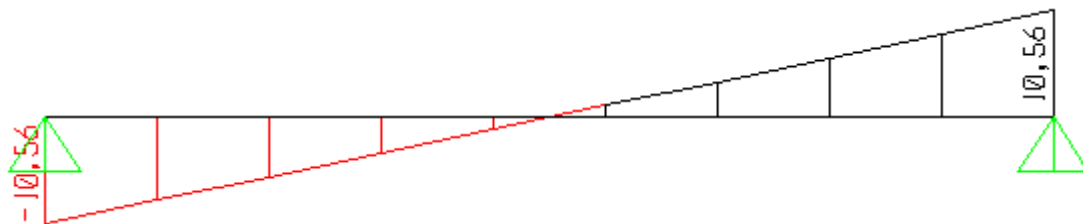
❖ Plancher de service (plus sollicité) :**➤ Calcul des efforts internes :**

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

Méthode : élément finis (SAP2000)

Poutrelle à (01) travées :

L= 4,02m

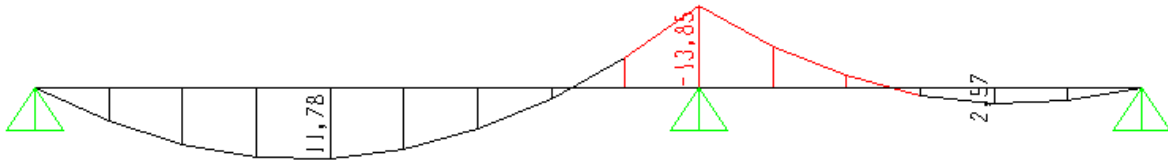
• **Diagrammes des Moments :****ELU :****ELS :**• **Diagrammes des efforts tranchant :****ELU :****ELS :****Figure .III.13:** Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée.

Poutrelle à (02) travées :

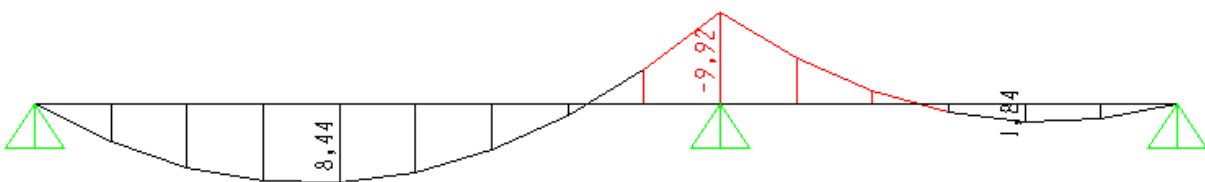
$L = (4,45 ; 2,97) \text{ m}$

• **Diagrammes des Moments :**

ELU :

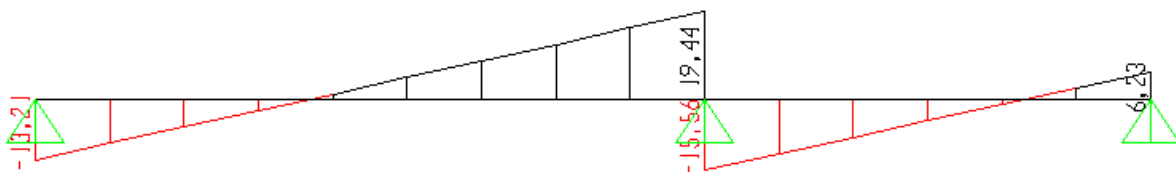


ELS :



• **Diagrammes des efforts tranchant :**

ELU :



ELS :

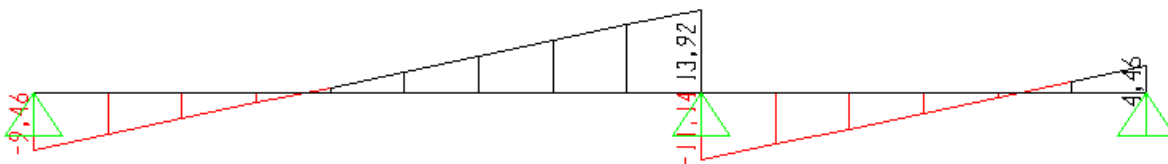


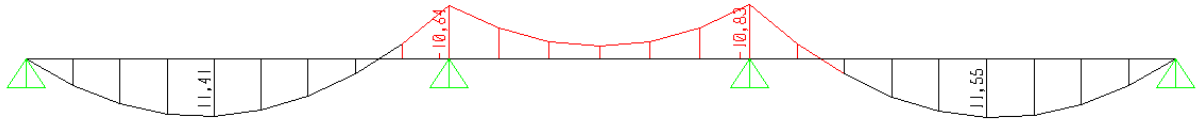
Figure .III.14: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travées.

Poutrelle à (03) travées :

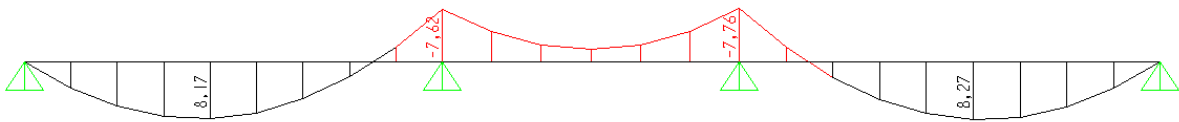
$L = (4,22 ; 3 ; 4,25) \text{ m}$

- **Diagrammes des Moments :**

ELU :

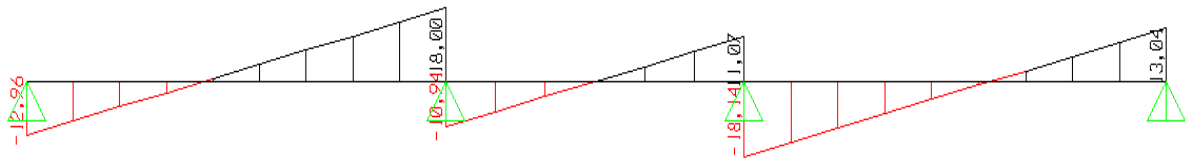


ELS :



- **Diagrammes des efforts tranchant :**

ELU :



ELS :

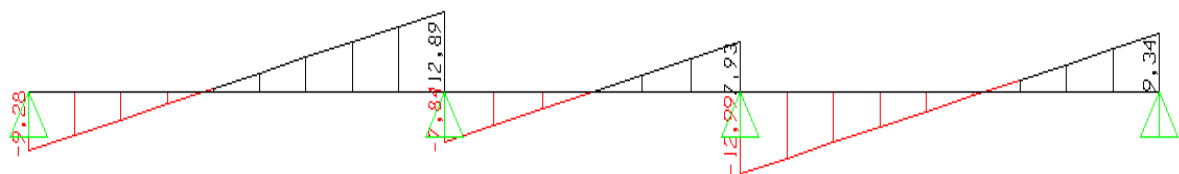


Figure .III.15: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées.

➤ **Calcul du ferrailage :**

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée dans les 3 types sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 14,64 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 13,85 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 19,44 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{\max} = 10,48 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 9,92 \text{ kNm}$$

a. Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,94 \text{ KNm}$$

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

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

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

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

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

Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
14,64	0,049	Oui	0	0,062	17,55	Oui	10‰	348	2,39

Condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,39 \text{ cm}^2; 1,41 \text{ cm}^2\} = 2,39 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12** $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

b. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{\text{au}}^{\max} = 13,85 \text{ kNm} < M_{\text{tab}} = 58,94 \text{ kNm}$

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

Tableau.III.9 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
13,85	0,046	Oui	0	0,059	17,58	Oui	10‰	348	2,21

Condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,21 \text{ cm}^2; 1,41 \text{ cm}^2\} = 2,21 \text{ cm}^2$$

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

c. Vérifications :**➤ Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,44 \text{ KN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = 0,9 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Au voisinage des appuis

1. Appuis de rives :

- Vérification de la compression du béton :

$T_u = 19,44 \text{ kN}$ (appuis de rive)

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

$$\sigma_b = \frac{19,44 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 1 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

2. Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{19,44 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 1 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,9 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes :

○ Vérification des contraintes des armatures :

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

○ **Vérification des contraintes du béton :**

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

• **Détermination de l'axe neutre :**

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

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

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b=65cm ; b_0=12cm ; c=c'=2cm$$

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

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

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se calculent par les formules qui suivent :

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

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte de béton

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(mPa)$	Vérification
Travée	10,48	3,39	4,58	11239,46	4,27	Vérifiée
Appuis	9,92	2,26	3,84	8023,97	4,73	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

Les conditions à vérifier :

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

Avec:

$h = 20cm$; $b_0 = 12cm$; $d = 18cm$; $L = 4,45 m$; $M_{tser} = 10,48kNm$; $M_0 = 13,60kNm$;

$A_s = 3,39cm^2$; $f_e = 400MPa$.

- $\frac{h}{L} = 0,044 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0156 > 0,0105 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{h}{L} = 0,045 < 0,0730 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

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

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

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

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

Donc :

$\bar{f} = \frac{445}{500} = 0,89 cm$ ($L < 5 m$)

- **Position de l'axe neutre "y₁" :**

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

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :**

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.11 : Calcul de la flèche

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
10,48	3,39	5,61	0,015	171,74	2,74	1,09	0,7	23476,8	8850,06	13316,39

- **Calcul des modules de déformation :**

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

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,72cm \quad (L = 4,45 m)$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,44cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,72cm < \bar{f} = 0,89cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE240*

($f_e = 235MPa$)

- **BAEL 91 modifié 99**

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

- **RPA 99 version 2003**

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

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

Donc :

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,056\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

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

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

• **Choix des espacements :**

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

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

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

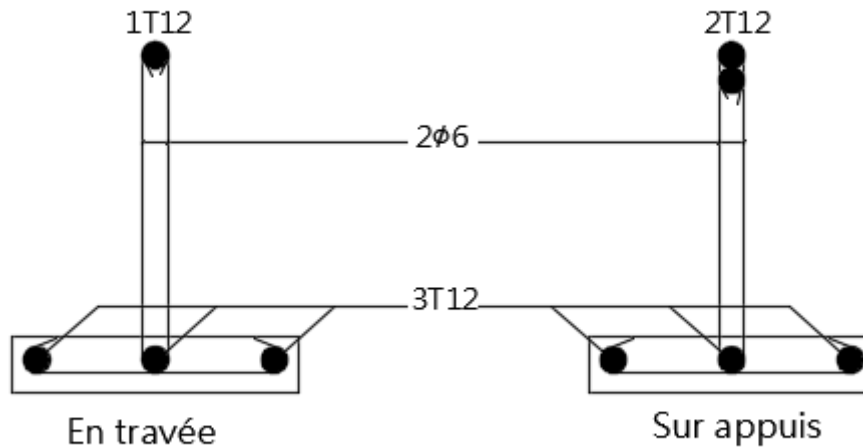


Figure III.16 : Ferrailage des poutrelles .

III.3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

Si :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles

A_1 : Armatures perpendiculaires (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_1 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

$Fe=520MPa$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \emptyset \leq 6mm$)

On a : $L=65cm$

Donc on obtient : $A_1=0,5cm^2/ml$

On prend : $6T5=1,18\text{cm}^2$

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

Armatures de répartitions :

$$A = \frac{Al}{2} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Soit : $6T5=1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Remarque :

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

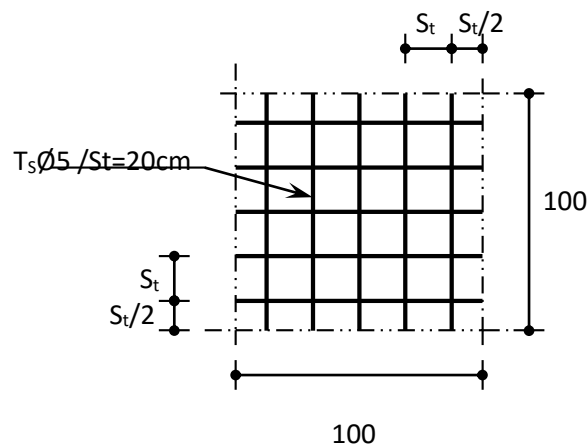


Figure III.17 : disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.3.3 Plancher en dalle pleine

III.3.3.1 dalle pleine type 1 (rectangulaire) :

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.

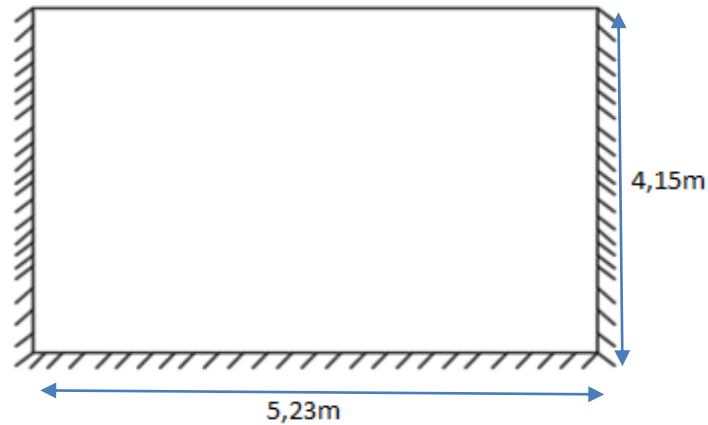


Figure III.18 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

a. Evaluation des charges :

$$G=6,29 \text{ kN/m}^2, Q=5,00 \text{ kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=15,99 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=11,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,15}{5,23} = 0,79 \geq 0,4 \Leftrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

b. Calcul des moments :

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**".

$$\rho = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0,5786 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 15,77 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,13 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 13,41 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 6,84 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{aex} = 0,5 M_x = 7,88 \text{ kNm}$$

$$M_{aint} = 0,5 M_{ax} = 7,88 \text{ kNm}$$

c. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13.5\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M_u (kNm)	M	A_s' (cm ²)	A	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	13,41	0,051	0	0,065	13,14	2,93	5T10	3,93	25
	y-y	6,84	0,026	0	0,032	13,32	1,47	5T10	3,93	25
Appuis	x-x	7,88	0,03	0	0,038	13,29	1,70	5T8	2,51	25
	y-y	7,88	0,03	0	0,038	13,29	1,70	5T8	2,51	25

d. Espacement :

Travée :

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

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

Appuis :

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

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

Condition de non fragilité :**- Travée :**

- Sens x-x : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Sens y-y : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Appuis :

- Sens x-x : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Sens y-y : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

e. Calcul des armatures transversales

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,99 \times 4,15 \times 5,23}{2 \times 4,15 + 5,23} = 25,65 \text{ kN} \quad ; \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 22,1 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 26,65 \text{ kN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{26,65 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

g. Vérification à l'ELS :**• Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\rho = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0639 \\ \mu_y = 0,6978 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 12,42 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8,67 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 10,55 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 6,50 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{aex} = 0,5 M_x = 6,21 \text{ kNm}$$

$$M_{aint} = 0,5 M_x = 6,21 \text{ kNm}$$

• **Vérification des contraintes :**

Vérification des contraintes des armatures :

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

D'après le "BAEL91 modifié 99" [1] on doit vérifier que :

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \right.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.13 : Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle rectangulaire

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	10,55	5T10	3,93	3,44	7322,87	4,95	15	OK
	y-y	6,5	5T10	3,93	3,44	7322,87	3,5	15	OK
Appuis	Ex	6,21	5T8	2,51	2,83	5041,91	3,48	15	OK
	Int	6,21	5T8	2,51	2,83	5041,91	3,48	15	OK

• **Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,036 < 0,0425 \dots \dots \dots \text{non vérifier} \\ 0,036 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{non vérifier} \\ 2,32 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Calcul de la flèche pour la dalle rectangulaire

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Σ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
10,55	3,93	0,002	302	2,56	1,03	0,693	29831,4	11810,7	19147,6

Donc :

$$f_i = 0,432 \text{ cm}$$

$$f_v = 0,793 \text{ cm}$$

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

$$\bar{f} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,361 \text{ cm} < \bar{f} = 0,83 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

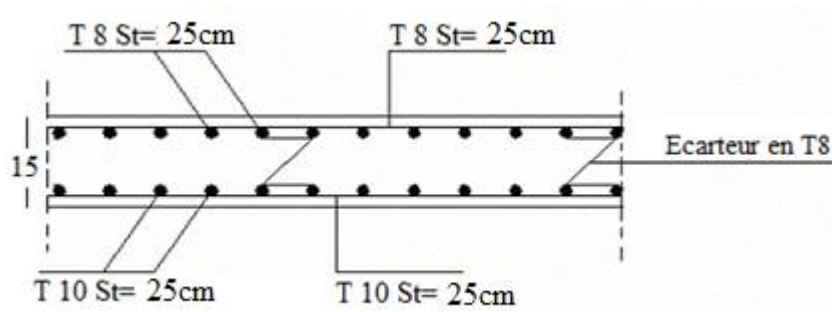


Figure III.19 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.

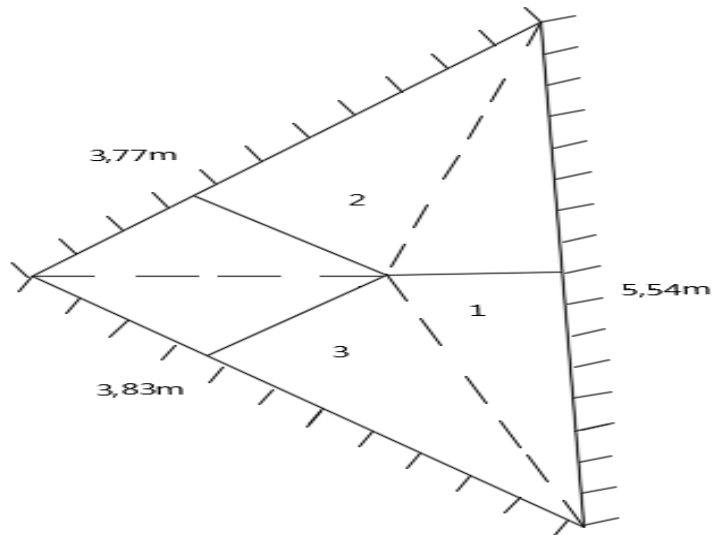
III.3.3.2 dalle pleine type 2 (triangulaire) :

Figure.III.20 : Dimension de la dalle pleine triangulaire.

III.3.3.2.1.Hypothèses concernant les lignes de rupture :

Les lignes de rupture, fixées par le calculateur, répondent aux règles suivantes :

- Les lignes de rupture délimitent des surfaces planes. Ces surfaces restent planes après rupture.
- Les intersections des plaques sont donc droites → les lignes de rupture sont des droites.
- Les plaques pivotent autour des lignes d'appui et des lignes de rupture.
- Les lignes de rupture passent par les intersections de 2 lignes d'appui.
- Lorsque 2 lignes d'appui sont parallèles, la ligne de rupture leur est parallèle (on se ramène à la règle précédente étant donné que des lignes parallèles ont leur intersection à l'infini).

a. Evaluation des charges :

$$G = 6,29 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 15,99 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = Q + Q = 11,29 \text{ kN/m}^2$$

On applique la théorie des lignes de rupture pour trouver le ferrailage de la dalle.

b. La théorie des lignes de ruptures :

$$\tau_{int} = \tau_{ext}.$$

τ_{int} = travail des forces intérieures.

τ_{ext} = travail des forces extérieures.

$$\tau_{ext} = \sum p_i \cdot \delta_i.$$

p_i : charge appliquée sur un élément de surface " ds ".

δ_i : déplacement de l'élément " ds ".

$$\tau_{int} = m \cdot \omega \cdot a$$

m : le moment du au charge appliquée.

ω : angle de rotation.

a : projection de la "L.R" sur (Δ).

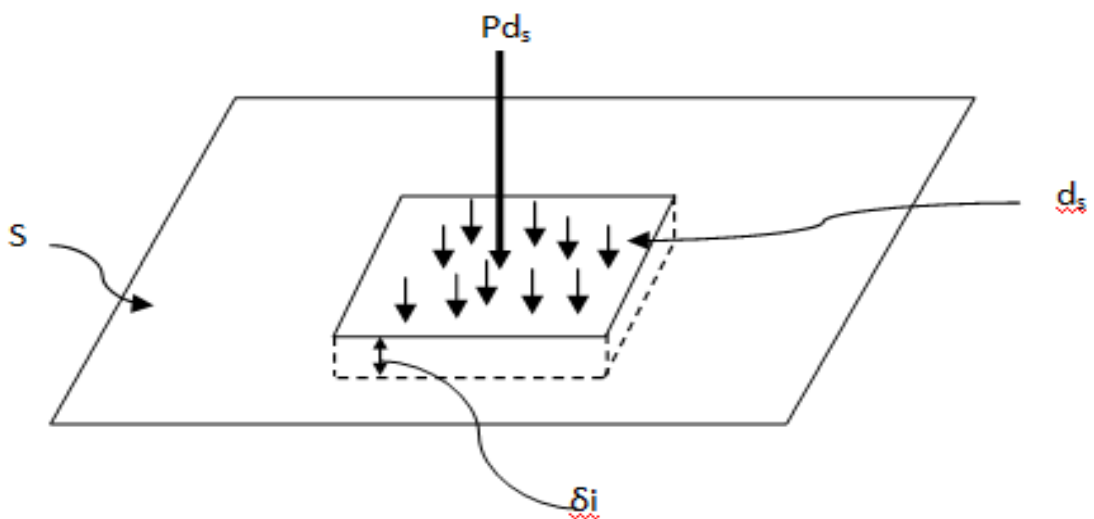


Figure III.21 : Travail des forces intérieures.

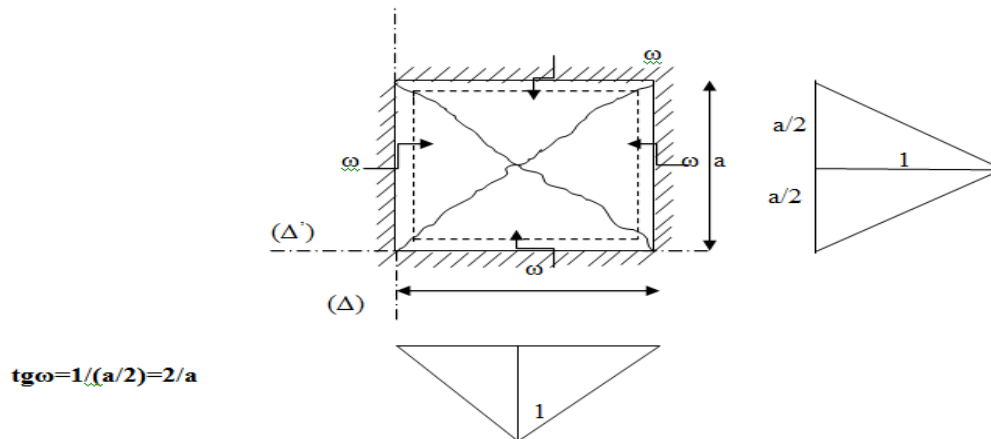


Figure III.22 : Travail des forces intérieures .

c. Calcul des moments :

$$\tau_{\text{int}} = \tau_{\text{ext}}$$

$$\tau_{\text{int}} = m \cdot \omega_2 \cdot a + m \cdot \omega_3 \cdot b + m' \cdot L' \cdot \omega_1 + m \cdot L' \cdot \omega_1 + m' \cdot \omega_2 \cdot a + m' \cdot \omega_3 \cdot b.$$

$$\tau_{\text{int}} = 2,56 m + 2,65m + 5,65 m + 5,65 m' + 2,56 m' + 2,56 m'.$$

$$\tau_{\text{int}} = 10,87 m + 10,87 m'.$$

$$\tau_{\text{int}} = 10,87 (m+m').$$

On prend : $m' = 0,5 m$ (moment à l'encastrement).

$$\text{Donc : } \tau_{\text{int}} = 10,87 (m+0,5m).$$

$$\tau_{\text{int}} = 16,31 m.$$

$$\tau_{\text{ext}} = \sum p_i \cdot S_i \cdot \delta_{G_i}$$

$$\tau_{\text{ext}} = p_i \times (2,43 \times 1/3) \times 3 = 2,43 p_i.$$

=> le mécanisme de réputer : $\tau_{\text{int}} = \tau_{\text{ext}}$.

$$\Rightarrow 16,31 m = 2,43 p_i \quad p_i = q_u = 15,99 \text{ kN/m}^2$$

• ELU:

$$\text{On a : } \frac{2,43 \times 15,99}{16,31} = 2,38 \text{ KN.m.}$$

• ELS :

$$M_S = \frac{2,43 \times 11,29}{16,31} = 1,68.$$

- **Au niveau de l'appui :**

$$M'_u = 0,5 M_u = 1.19 \text{ kN.m}$$

$$M'_s = 0,5 M_s = 0.84 \text{ kN.m}$$

Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle pleine triangulaire.

	M_u (kNm)	M	A'_s (cm ²)	A	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm) ²	choix	As adop (cm) ²
En travée	2,38	0,009	0	0,01	13.44	0,50	1,63	4T8	2,01
En Appui	1.19	0,004	0	0,005	13,47	0,25	1,63	4T8	2,01

Les résultats des moments sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III .16 : Résultats des moments.

	ELU	ELS
En travée	2,38	1.68
Sur appuis	1,19	0,84

d. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$.

Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $d = 13.5 \text{ cm}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$.

e. Vérifications :

- **vérification à l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{\max} \leq \tau_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{bxd}$$

$$T_U^{\text{MAX}} = \frac{q_u x L x L'}{2xL+L'} = \frac{16,31 \times 3,83 \times 5,54}{2 \times 3,83 + 5,54} = 26,21.$$

$$\tau_u = \frac{26,21 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,19 < 1,25 \longrightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

- **vérification a l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_b = \frac{M_S}{I} Y$$

Tableau III.17 : vérification des contraintes à L'E.L.S.

	$M_{\text{ser}}^{\text{max}}$ [Kn.m]	A_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	observation
Travée	1,68	2,01	2.56	4167,7	1,03	15	Vérifié
Appui	0,84	2,01	2.56	4167,7	0,73		

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0015 < 0,005 \dots \text{vérifiée} \\ 0,039 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

III.3.3.3 dalle pleine type 3 (trapézoïdale) :

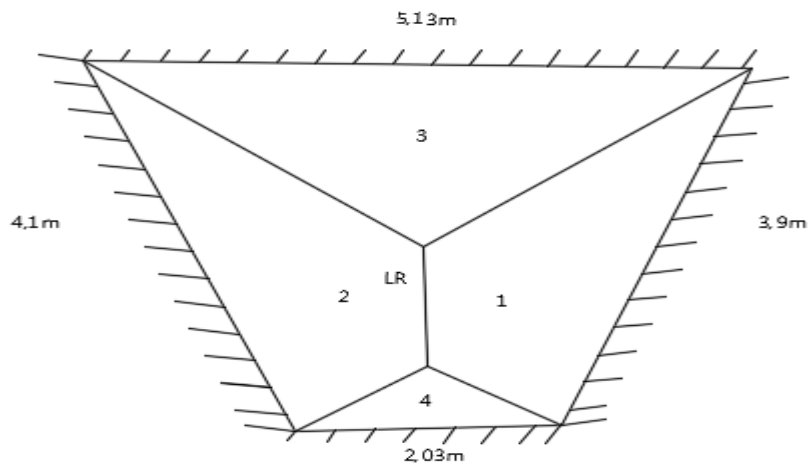


Figure III.23 : Dimension de la dalle pleine trapézoïdale.

$$\tau_{int} = \tau_{ext}.$$

$$\tau_{int} = (M+M') \times [L \cdot \omega_1 + L' \cdot \omega_2 + B \cdot \omega_3 + B' \cdot \omega_4] .$$

$$\tau_{int} = (M + M') \times [5,13 \times 0,54 + 2,03 \times 1,61 + 3,9 \times 0,60 + 4,1 \times 0,60].$$

$$\tau_{int} = 10,83 (M+M').$$

On prend : $M' = 0,5 M$ (moment à l'encastrement).

$$\text{Donc : } \tau_{int} = 10,83 (M+0,5M).$$

$$\tau_{int} = 16,245 M.$$

$$\tau_{ext} = \sum p_i \cdot S_i \cdot \delta_{Gi}.$$

Tableau III.18 : Calcul des surfaces et déplacements des éléments.

	1	2	3	4
Si	3,85	3,98	4,72	0,63
δ_{Gi}	1/2	1/2	1/3	1/3

$$\tau_{ext} = p_i \times [3,85 \times 1/2 + 3,98 \times 1/2 + 4,72 \times 1/3 + 0,63 \times 1/3] = p_i \ 5,69.$$

= > le mécanisme de rupture : $\tau_{int} = \tau_{ext}$.

$$=> 16,257M = 5,69 p_i .$$

$$p_i = p_u = 1,35G + 1,5Q = 15,99 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u = \frac{5,69 \times 15,99}{16,257} = 5,6 \text{ kN.m}$$

$p_i = p_s = G + Q = 11,29 \text{ kN/m}^2$ => le mécanisme de rupture : $\tau_{int} = \tau_{ext}$.

$$=> 16,257M = 5,69 p_i .$$

$$p_i = p_u = 1,35G + 1,5Q = 15,99 \text{ kN/m}^2$$

ELU:

$$M_u = \frac{5,69 \times 15,99}{16,257} = 5,6 \text{ kN.m}$$

$$p_i = p_s = G + Q = 11,29 \text{ kN/m}^2.$$

ELS:

$$M_s = \frac{5,69 \times 11,29}{16,257} = 3,95 \text{ kN.m}$$

Au niveau de l'encastrement :

$$M'_u = 0,5 M_u = 2,8 \text{ kN.m.}$$

$$M'_s = 0,5 M_s = 1,975 \text{ kN.m.}$$

Les résultats des moments sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III .19 : Résultats des moments.

	ELU	ELS
En travée	5,6	3,95
Sur appuis	2,8	1,975

a. ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 16) cm²

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $c=c'=3\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Ferrailage de la dalle pleine trapézoïdale.

	Mu (kN .m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (cm)	AS (cm) ²	AS _{min} (cm) ²	choix	As adop (cm) ²	St (cm)
En travée	5,6	0,021	0	0,026	13,35	1,20	1,73	4T8	2,01	20
En appui	2,8	0,010	0	0,012	13,43	1,38	0,59	4T8	2,01	20

b. Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_U^{\text{MAX}} = \frac{q_u x L x L'}{2xL+L'} = \frac{15,99x3,9x5,13}{2x3,9+5,13} = 24,74 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{24,74x10^3}{1000x135} = 0,18 < 1,25 \quad \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

c. Vérifications :**Vérification des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201,63 MPa \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.21 : Vérification des contraintes de la dalle trapézoïdale.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	3,95	3,93	3,44	7322,87	1,85	vérifié	81,15	vérifié
Appuis	1,975	2,51	2,81	103071,5	1,1	vérifié	186	vérifié

d. Vérification de la flèche :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0015 < 0,005 \dots \text{vérifiée} \\ 0,041 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Remarque :

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

III.4 Escalier

III.4.1 Introduction :

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : escalier à trois volées.

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

Un escalier est caractérisé par :

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

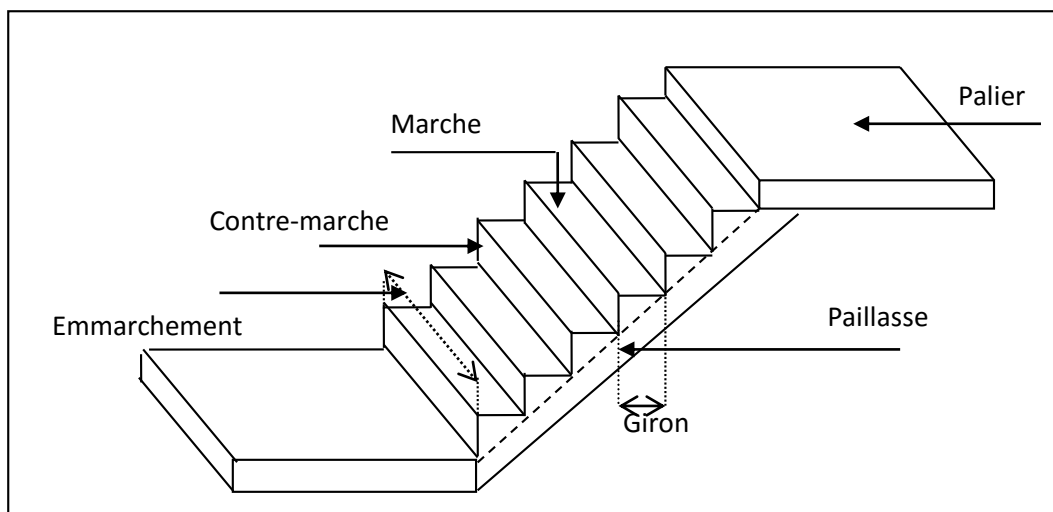


Figure III.24 : Eléments d'un escalier.

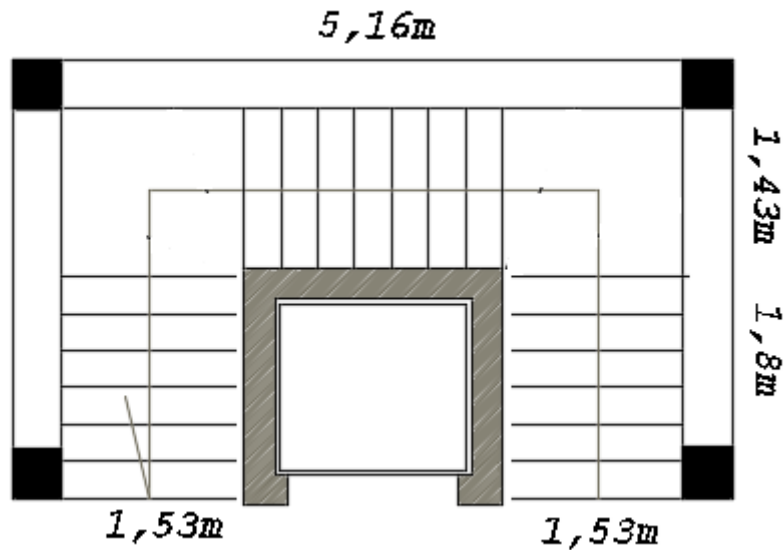


Figure III.25 : Vue en plan de l'escalier à 3 volées.

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

Soit :

h : hauteur de contre-marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

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

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

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

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

D'après (4) on aura : $64n^2-482n+238=0$

Solution :

$$n_1=0,54\dots\dots\dots\text{refusée.}$$

$$n_2=7$$

Alors nous adopterons :

- le nombre de contre-marches $n=7$
- le nombre des marches $n-1=6$

$$h = \frac{H}{n} = 17cm \Rightarrow h = 17cm$$

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

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

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

Alors l'équation de BLONDEL est vérifiée.

b. Détermination de l'épaisseur de la paille

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow 11,97 \leq e \leq 17,95cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,43 = \sqrt{(1,8)^2 + (1,19)^2} + 1,43 = 3,59m$$

On prend donc l'épaisseur $e=14cm$

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paille. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paille :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,19}{1,8} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 35,42^\circ$$

d. Evaluation des charges :

- **Palier :**

Tableau III.22 : Les charges de palier.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
paillasse	25	0,14	3,5
béton décoratif	17	0,015	0,255
revêtement	22	0,02	0,44
enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Σ	/	/	4,35

✓ Charges permanentes :

$$G = 4,35 \text{ KN/m}^2$$

✓ Charge d'exploitation :

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

• Paillasse (volée) :

Tableau III.23 : Les charges de la volée.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
paillasse	25	$0,14/\cos 35,42$	4,3
marche	25	0,17/2	2,125
revêtement	22	0,02	0,44
mortier de pose	20	0,02	0,4
enduit de plâtre	10	0,015	0,15
garde de corps	/	/	0,6
Σ	/	/	8,02

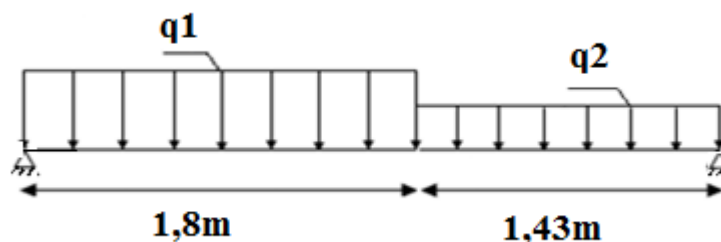
✓ Charges permanentes :

$$G = 8,02 \text{ KN/m}^2.$$

✓ Charge d'exploitation :

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

1.1 Volée N°1 :

**Figure III.26** : Schéma de chargement d'escalier.

e. Combinaison des charges :✓ **Volée :**

$$\text{E.L.U : } N_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$N_u = 1,35 \times 8,02 + 1,5 \times 2,50 = 14,58 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } N_{ser} = G + Q.$$

$$N_{ser} = 8,02 + 2,5 = 10,52 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Palier :**

$$\text{E.L.U : } N_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$N_u = 1,35 \times 4,35 + 1,5 \times 2,50 = 9,63 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } N_{ser} = G + Q.$$

$$N_{ser} = 4,35 + 2,5 = 6,85 \text{ KN/ml.}$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.24 : Calcul des sollicitations d'escalier.

Combinaison	La volée	Le palier
E.L.U	14,58	9,63
E.L.S	10,52	6,85

f. Calcul des armatures :

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

Tel que : b=100cm ; h=14cm.

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

✓ **ELU :****En appuis :**

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 16,95 = 8,48 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 16,95 = 14,41 \text{ KN.m}$$

Tableau III.25 : Ferrailage de l'escalier.

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s^{choisit} [cm ²]	$A_s^{\text{adopté}}$ [cm ²]
Travée	14,41	0,064	0,083	12,18	0	3,40	6 T10	4,71
appui	8,48	0,038	0,049	12,35	0	1,98	5 T10	3,93

- **Espacement :**

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

On prend : esp=20cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : esp=25cm.

- **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.17cm^2/ml \leq A_r \leq 2.35cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2.51cm² avec S_t=25cm.

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.84cm^2/ml \leq A_r \leq 1.7cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2.51cm² avec S_t=25cm

g. Vérification :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,52cm^2$$

En travée : $A_s = 4,71cm^2 > A_s^{\min} = 1,52cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 3,39cm^2 > A_s^{\min} = 1,52cm^2$ vérifiée

- **Effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots(\text{Fissuration peu nuisible})[1]$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{22,69 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,18 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

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

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 22,69 \cdot 10^3 - \frac{16,94 \cdot 10^6}{0,9 \times 126} = -126,7 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,18 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification à l'E.L.S :**

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

▪ **Vérification des contraintes du béton :**

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

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

Moment d'inertie :

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=12,6\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

En appuis :

$$Ma = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 12,2 = 6,1 \text{ Kn.m.}$$

En travée :

$$Mt = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 12,2 = 10,37 \text{ KN.m.}$$

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

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

Tableau III.26 : Vérification des contraintes.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	10,37	4,71	3,57	7277,50	5,08	Vérifiée
Appui	6,1	3,93	3,3	6296,48	3,2	Vérifiée

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{323} = 0,0433 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,71}{100 \times 12,6} = 0,00373 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0433 \geq 0,138 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=3,23\text{m} < 5\text{m.}$$

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

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

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

Avec :

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

$E_i=32164,20\text{Mpa}$; $E_v=10818.86\text{Mpa}$.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.27 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} KNm	A_s cm^2	δ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
12,20	4,71	0,00374	205,57	5,61	2,24	0,29	25082,25	9547,33	15195,46

Donc :

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,41\text{cm} \\ f_v &= 0,77\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,36\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,65\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,36\text{cm} < \bar{f} = 0,65\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

Tableau III .28 : Récapitulatif de la vérification des flèches.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm) ²	Observation
0,41	0,77	0,36	0,65	Vérifiée

2.2. Volée n°2 :

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre brisée :

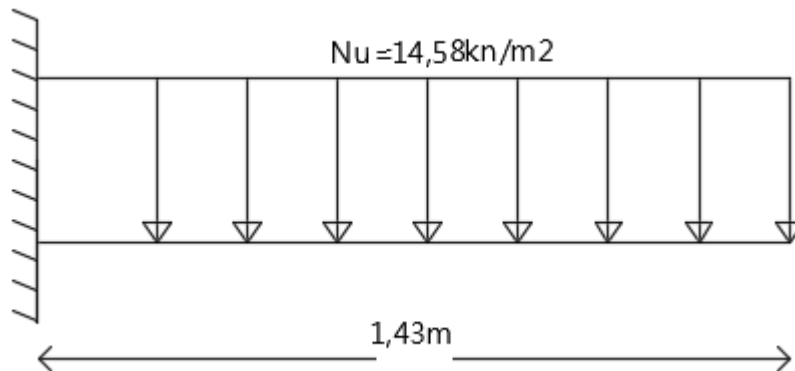


Figure III.27 : Schéma de chargement de la 2^{ème} volée.

a. Les charges :

$$G = 8,02 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

b. Calcul des sollicitations :

ELU :

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 14,58 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u = 15,36 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 21,48 \text{ kN}$$

ELS :

$$N_{ser} = G + Q = 10,52 \text{ kN/m}^2$$

$$M_s = 11,09 \text{ kN.m}$$

$$T_s = 15,51 \text{ kN}$$

c. Calcul du ferrailage :

Tableau III .29 : section de ferrailage pour volée N°2.

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s'}^{\text{choisit}}$ [cm ²]	$A_s^{\text{adopté}}$ [cm ²]
console	15,36	0,068	0,0881	12,16	0	3,63	5T10	3,39

- **Les armatures transversales :**

$A_t = A/4 = 0.85$ On choisit des 5HA8 = 2.51cm² .

- **Condition de non fragilité :**

On calcule A_{\min} :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 126 \times 2,1 / 400 = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

- **Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

d. Vérification :

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21,48 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,17 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

$A = 3,39 \text{ cm}^2$, $Y = 2.66 \text{ cm}$, $I = 5921,3 \text{ cm}^4$, $M_{\text{ser}} = 11,09 \text{ KNm}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times Y = 4,98 \text{ MPa} \dots\dots\dots \sigma_{bc} = 4,98 < 15 \text{ MPa.. vérifiée .}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ vérifiée.

- $\frac{A}{b \times d} = 0.0018 \leq 0,0105$ vérifiée.

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

e. schéma de ferrailage d'escalier :

- Volée N° 1 :

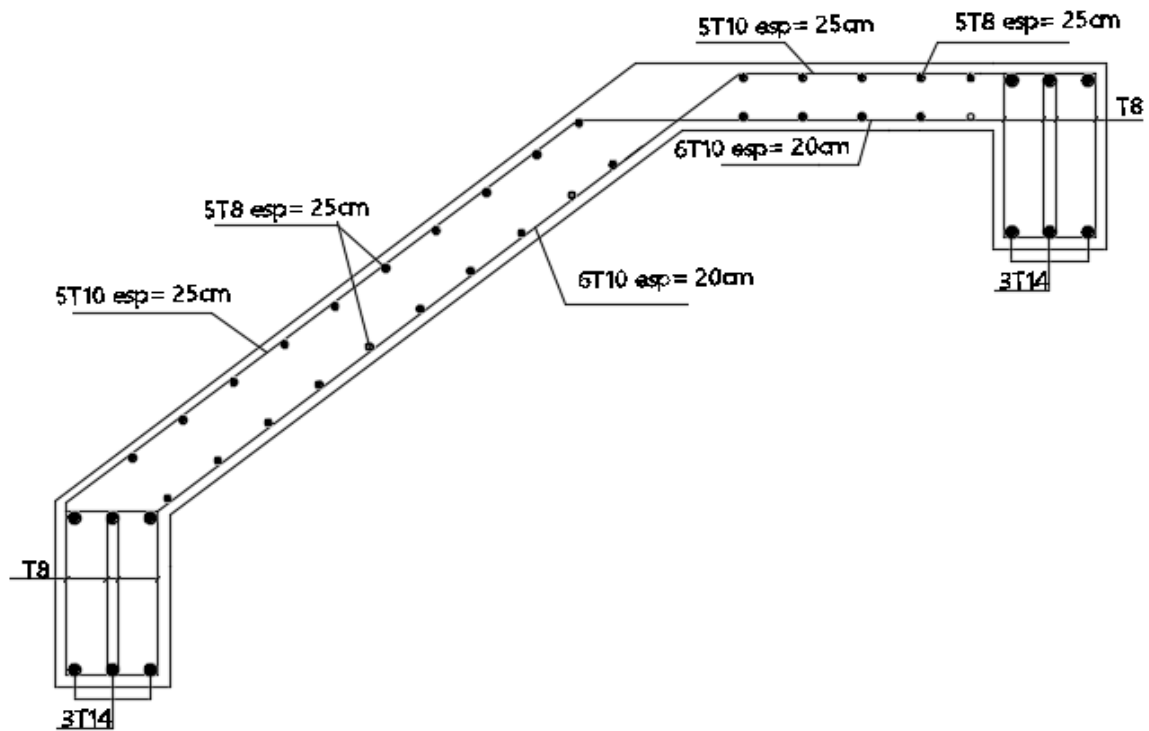


Figure III.28 : Ferrailage de volée 1.

- Volée N°2 :

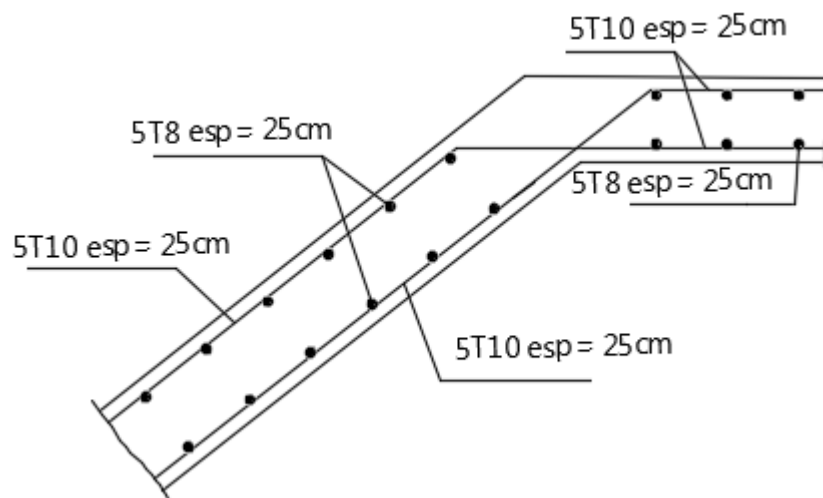


Figure III.29 : Ferrailage de volée 2 « console ».

III.4.3. Etude de la poutre brisée

Le pré-dimensionnement :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

$$\Rightarrow 34 \leq h \leq 51,6 \quad \Rightarrow \mathbf{h=40}$$

- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \Rightarrow \mathbf{b=30}$$

a. Vérification des conditions du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20\text{cm} & \Rightarrow b=30 \text{ cm} & \mathbf{ok} \\ h \geq 30\text{cm} & \Rightarrow h=40 \text{ cm} & \mathbf{ok} \\ h / b \leq 4 & \Rightarrow 1,33 \leq 4 & \mathbf{ok} \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

b. Calcul à la flexion simple :

*Les charges revenant à la poutre :

G_0 : Poids propre de la poutre.

$$G_0 = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ kN/ml.}$$

G_1 : poids de mur en dessus de la poutre .

$$G_1 = (0,15 \times 2,61) \times 9 = 3,52 \text{ kN/ml.}$$

*La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui :

$$G = 8,02 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m.}$$

*Les sollicitations :

$$P_u = 1,35(G_0 + G + G_1) + 1,5 \times Q .$$

$$P_u = 23,3 \text{ KN/m.}$$

c. Calcul des sollicitations :

➤ **En travée :**

$$M_0 = \frac{p_u \times L^2}{8} = 60,5 \text{KN.m.}$$

$$M_t = 0.85M_0 \rightarrow M_t = 51,4 \text{KN.m.}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = 0.5M_0 = 30,25 \text{kN.m.}$$

d. Le ferrailage :

h=40cm ; b=30cm ; d=36cm ; f_{bc}=25MPa ; f_e=400MPa.

Tableau III.30 : ferrailage de la poutre brisé.

	M _U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A _s [cm ²]	A _s ^{choisit} [cm ²]	A _s ^{adopté} [cm ²]
Travée	51,4	0,093	0,12	34,27	4,3	3T14	4,62
appui	30,25	0,054	0,069	35	2,5	3T14	4,62

e.Vérification :

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,52 \text{cm}^2$$

En travée : A_s = 4,62cm² > A_s^{min} = 1.3cm²vérifiée

Sur appui : A_s = 4,62cm² > A_s^{min} = 1.3cm²vérifiée

Choix des armatures :

- **En travée : 3T14. As=4,62cm²**

- **En appuis : 3T14. As=4,62cm²**

e. Vérification à E.L.S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

• Acier :

▪ Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

Tableau III.31: Vérification à l'état limite de service dans la poutre.

Position	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	σ _{bc} MPa	σ _{bc} ^{add} MPa	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérification
Travée	37,64	0	8,93	15	179,02	201.63	Vérifier
Appui	22,14	0	5,25		105,28		Vérifier

f. vérification de l'effort tranchant :

T=48,06KN.

$$\tau_u = \frac{Tu}{b.d} = 0,45MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13.f_c; 28; 5Mpa) = 3,25MPa.$$

D'où : $\tau_u = 0,45MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa$condition vérifiée

g. vérification de La flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{516} = 0,08 > 0,063 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{ht}{L} > \frac{Mt}{15M_0} \Rightarrow \frac{40}{516} = 0,08 > 0,056 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,004 < 0,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

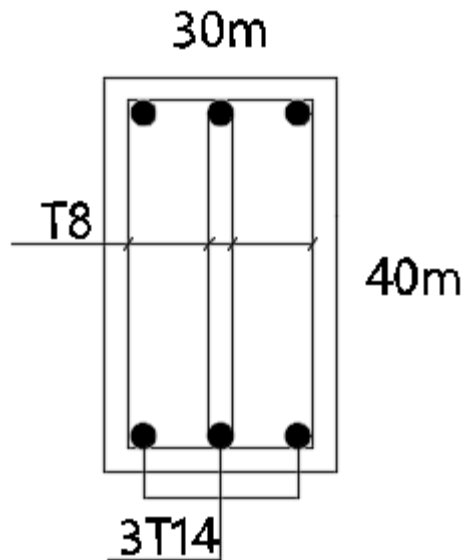


Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.5 Conclusion

Le ferrailage des l'éléments secondaires (plancher, escalier, balcon) et non structuel (acrotère) a été établi, en entamant plusieurs calcul et en se basant sur les résultats du logiciel sap2000 et des différents conditions de résistance fournies par les règlements qui ont été utilisé le RPA99 version 2003 et le BAEL99 qui rentrent en vigueur, ces derniers nous assurent un choix et une bonne disposition du ferrailage ainsi une optimisation de la durabilité et une bonne résistance des différents éléments étudié .

IV.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 imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000 Version14.02** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique

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

VI.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 type poutre (frame) à deux nœuds, 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 avec un maillage d'une bande de 1 m.
- A 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 encastrés (6DDL bloqués).

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

VI.3 Choix de la méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.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 projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure .

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

Concernant l’ouvrage faisant l’objet de notre étude, les conditions d’application de la méthode statique équivalente n’étant pas remplies vu l’irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (**article 4.1.2 des RPA99/2003**), donc nous utiliserons la méthode d’analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas vérifiée.

VI.3.2 La méthode modale spectrale

a. Principe :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d’effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

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

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13)[2]$$

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

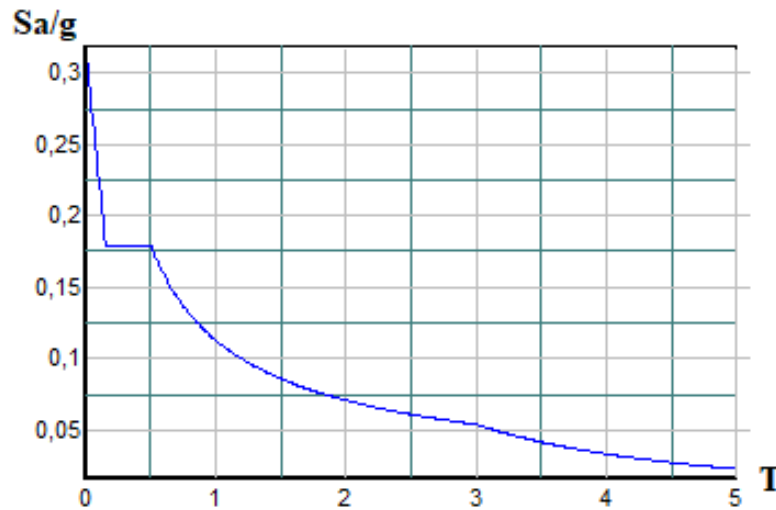


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

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.

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

Q : Facteur de qualité.

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

L'une des premières vérifications préconisée 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 déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

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

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [2]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont données dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003.**

$$\text{Catégorie } S_3 \longrightarrow \text{site meuble} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

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

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

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

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

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

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 31,96 \text{ m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Dx = 26,54m \\ Dy = 26,54m \end{array} \right.$$

$$Tx = 0,05x(31,96)^{3/4} = 0,67s \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $Tx = 0,09 \frac{31,96}{\sqrt{26,54}} = 0,55$

- Suivant la direction (y - y) $Ty = 0,09 \frac{31,96}{\sqrt{26,54}} = 0,55$

Sens (x-x) : $Tx = \min(0,67; 0,55) = 0,55sec$;

Sens (y-y) : $Ty = \min(0,67; 0,55) = 0,55sec$;

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité comme suit:

$$\text{Calcul de D : } \left\{ \begin{array}{l} Dx = Dy = 2,5 \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^2 = 2,5x0,8819x \left(\frac{0,5}{0,55} \right)^2 = 2,06 \end{array} \right.$$

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. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) **des RPA 99 v2003**.

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

Q : facteur de qualité .

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2]$$

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

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

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05	OUI	0
Redondance en plan	NON	0,05	NON	0,05
Régularité en plan	OUI	0	OUI	0
Régularité en élévation	NON	0,05	NON	0
Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0,1	NON	0,1

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.1) = 1,25$$

$$Q//yy = 1 + (0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.1) = 1,15$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{(0.25)(2.06)(1.25)}{5} w \rightarrow V_x = 0,128 w \\ V_y = \frac{(0.25)(2.06)(1.15)}{5} w \rightarrow V_y = 0,118 w \end{cases}$$

➤ **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

L'une des vérifications préconisée par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page 40 des **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

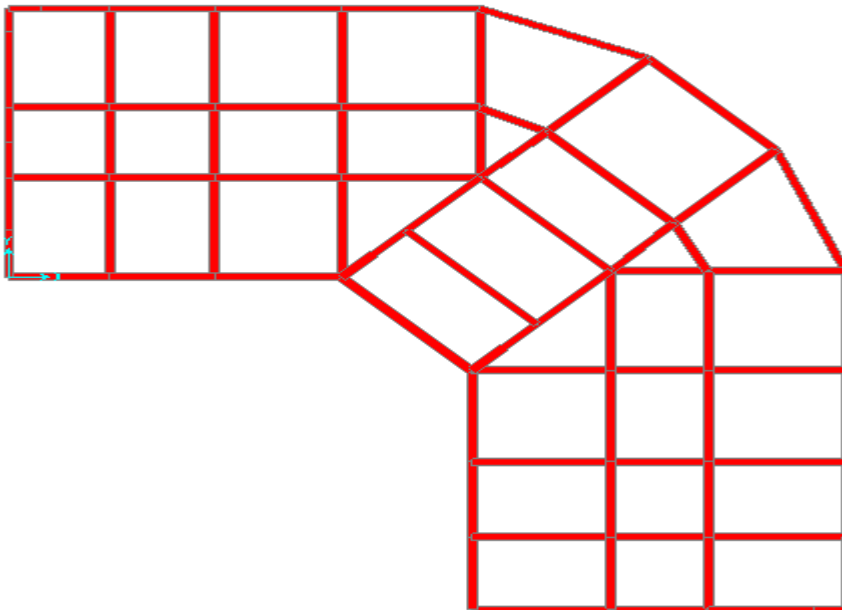
Où : he représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec} \quad \delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y)

1. VI.4 Résultats de l'analyse sismique



1. Modèle initial :

Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial .

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

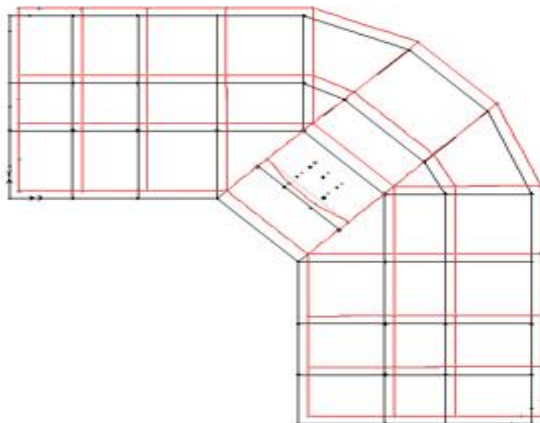
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,167$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **6^{ème}** mode.

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.

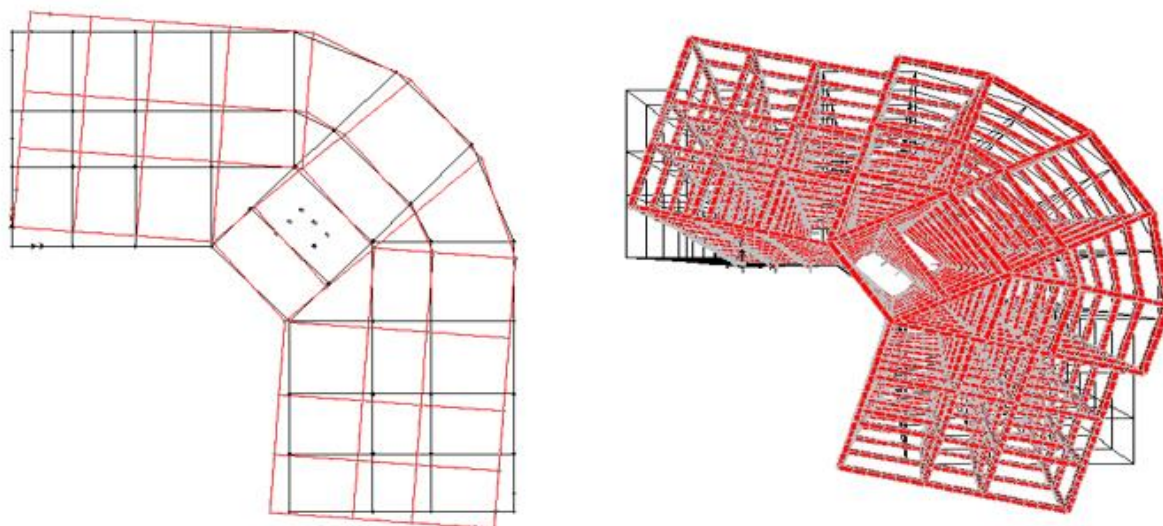
Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,167418	0,37844	0,41228	1,711E-07	0,37844	0,41228	1,711E-07
2	1,138116	0,01999	0,0114	1,366E-09	0,39844	0,42368	1,725E-07
3	1,109267	0,39569	0,37133	1,772E-08	0,79413	0,79502	1,902E-07
4	0,422014	0,00616	0,02018	1,815E-07	0,80028	0,8152	3,717E-07
5	0,416442	0,0721	0,06642	0,000004273	0,87238	0,88162	0,000004645
6	0,40194	0,06151	0,05263	8,531E-08	0,93389	0,93425	0,00000473

- Le 1^{er} mode est un mode diagonale (translation x-y).
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode diagonale (translation x-y).

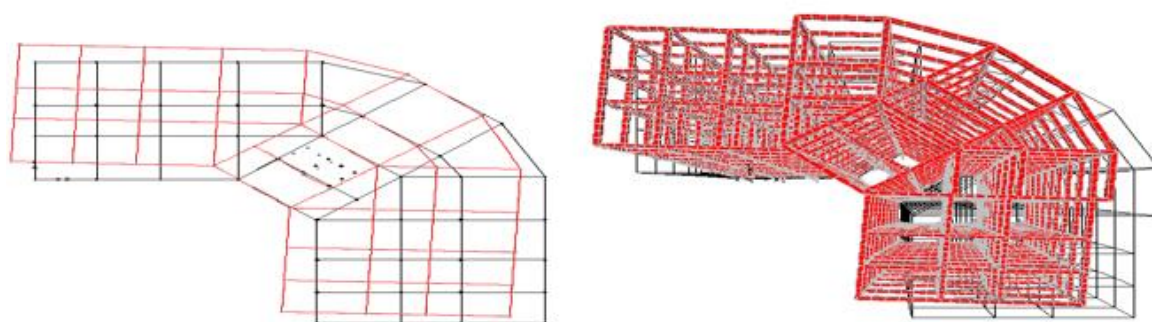


|

Le 1^{er} mode : diagonale (translation x-y).



Le 2^{ème} mode : torsion.



Le 3^{ème} mode : diagonale (translation x-y).

Pour éloigner le mode de torsion vers le 3^{er} mode, on doit rigidifier la structure.

Les « *RPA99 version 2003* » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

2. 1^{er} Modèle :

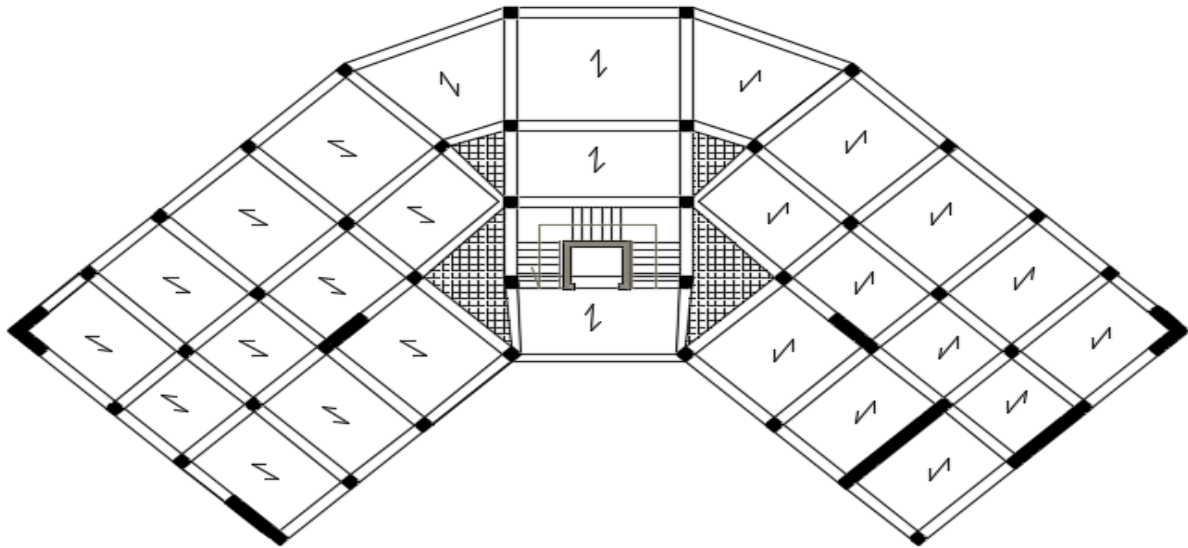


Figure IV.3 : Vue en plan du 1^{er} modèle.

a. Caractéristiques dynamique propres du 1^{er} modèle :

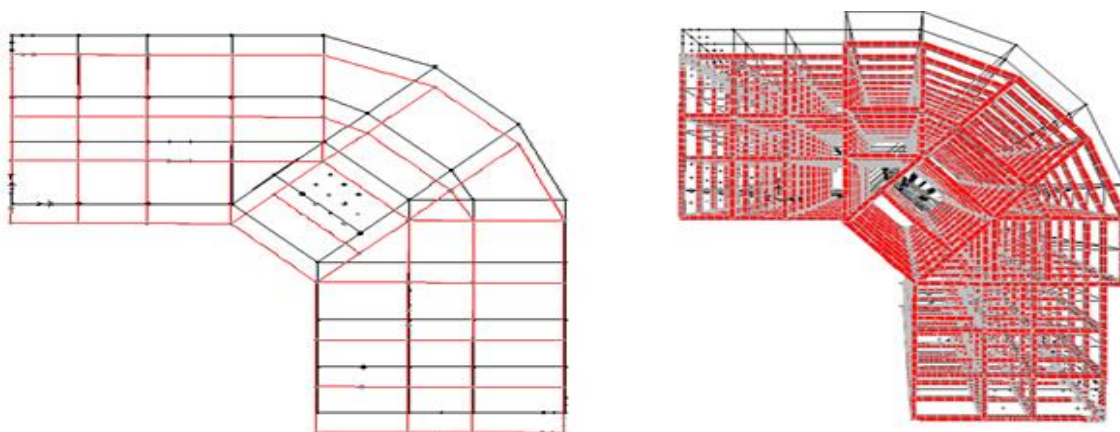
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,99$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème}** mode.

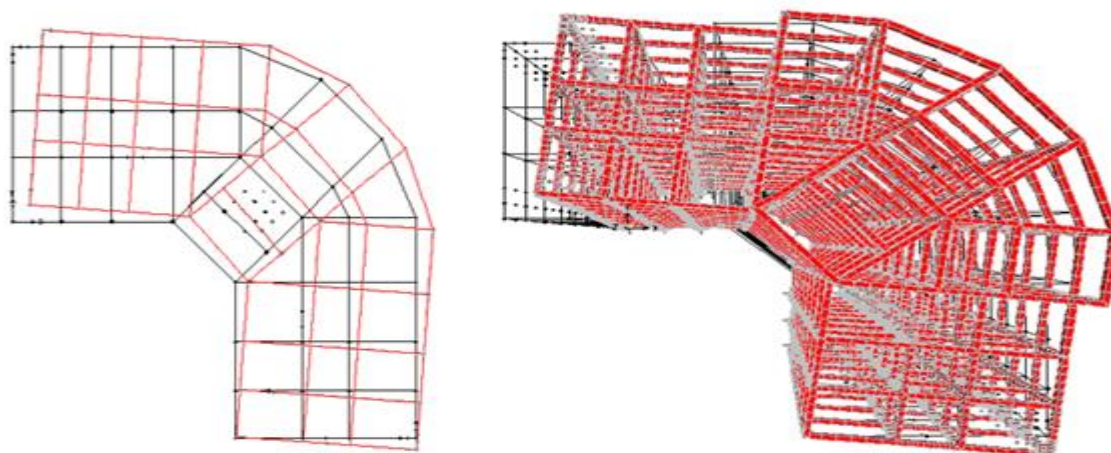
Tableau IV.3 : Participation massique du 1^{er} modèle.

Modes	période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,992962	0,000004882	0,75462	0,00001265	0,000004882	0,75462	0,00001265
2	0,97999	0,50347	0,00064	0,000004958	0,50347	0,75526	0,00001761
3	0,655776	0,22205	0,00246	0,000009539	0,72552	0,75773	0,00002715
4	0,345401	0,03595	0,07342	0,00001003	0,76148	0,83115	0,00003718
5	0,327385	0,05935	0,06331	0,00007001	0,82083	0,89445	0,00011
6	0,227114	0,02528	0,00816	0,000003467	0,84611	0,90261	0,00011
7	0,205756	0,00025	0,00364	0,000009814	0,84636	0,90625	0,00012
8	0,197181	0,00347	0,02557	0,00000394	0,84984	0,93182	0,00012
9	0,166736	0,07784	0,00145	0,00005313	0,92767	0,93327	0,00018

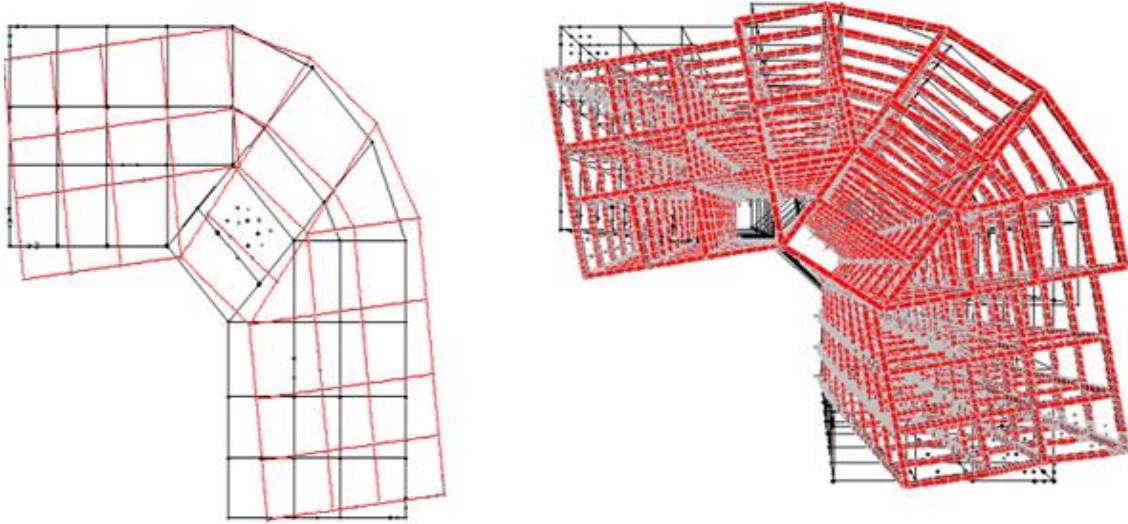
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à y-y.



Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à x-x.



Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **sap 2000** on a :

$$W = 53726,8 \text{ KN} \rightarrow V^x = 6877,03 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^x = 5501,624,58 \text{ KN}$$

$$V^y = 6339,76 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^y = 5071,808 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3623,835 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 4227,097 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 3623,835 \text{ KN} < 0,8V^x = 5501,58 \text{ KN} \\ V_t^y = 4227,097 \text{ KN} < 0,8V^y = 5071,808 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport} \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,19 \right.$$

$$\text{Le rapport} \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,51 \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages du 1^{er} modèle.

<i>Niveaux</i>	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	<i>Observation</i>
31,96	6,78	4,02	33,9	20,1	2,55	1,3	3,06	Vérifiée
28,9	6,27	3,76	31,35	18,8	3	2,1	3,06	vérifiée
25,84	5,67	3,34	28,35	16,7	3,15	1,8	3,06	Non vérifiée
22,78	5,04	2,98	25,2	14,9	3,5	0,65	3,06	Non vérifiée
19,72	4,34	2,85	21,7	14,25	3,95	3,7	3,06	Non vérifiée
16,66	3,55	2,11	17,75	10,55	3,75	1,6	3,06	Non vérifiée
13,6	2,8	1,79	14	8,95	3,9	2,35	3,06	Non vérifiée
10,54	2,02	1,32	10,1	6,6	3,85	2,5	3,06	Non vérifiée
7,48	1,25	0,82	6,25	4,1	3,35	2,15	3,06	Non vérifiée
4,42	0,58	0,39	2,9	1,95	2,9	1,95	4,42	vérifier

Remarque :

Les déplacements latéraux inter-étages dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure, donc pour préserver la disposition des voiles nous adopterons une augmentation des sections des poteaux.

a. Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle :

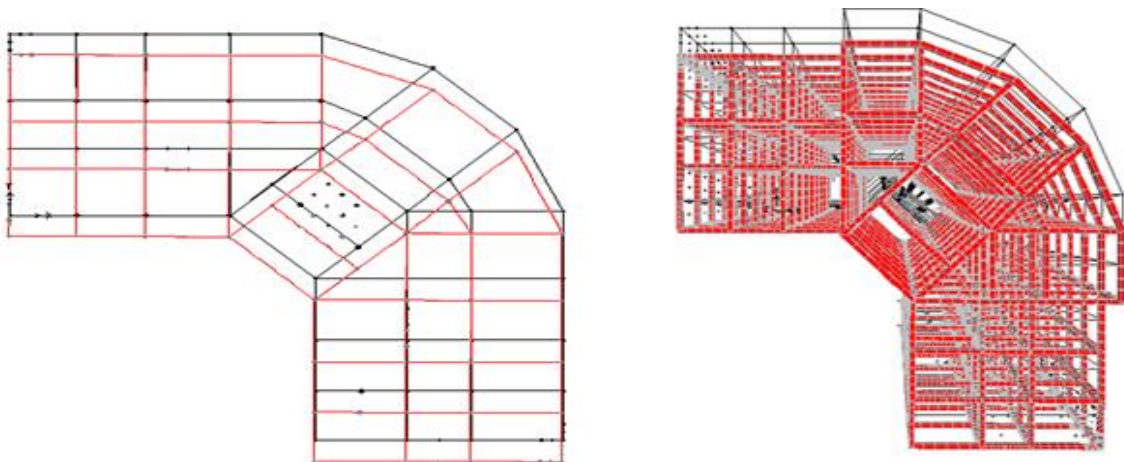
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,82$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

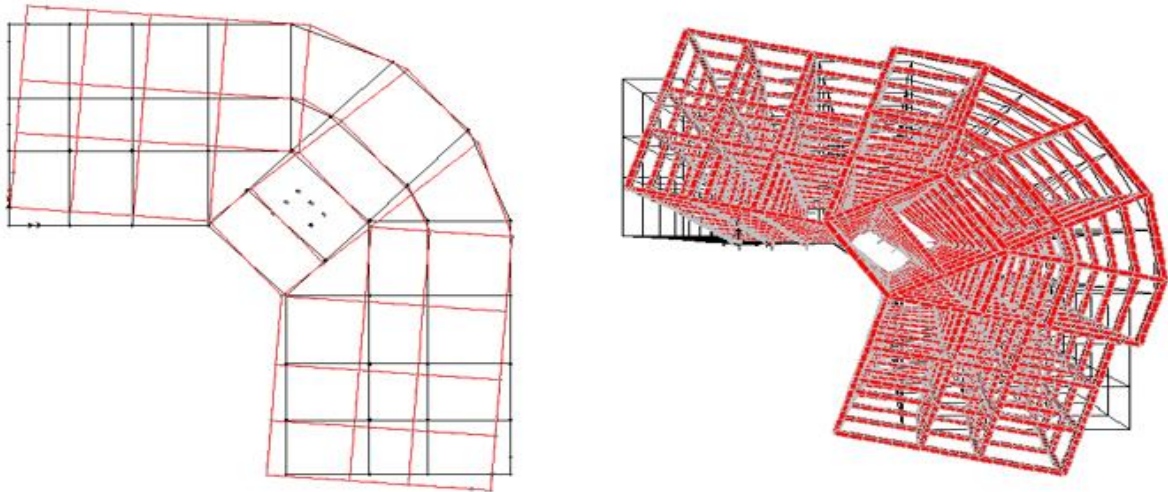
Tableau IV.5 : Participation massique du 2^{ème} modèle.

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,823988	0,0000727	0,76734	0,00000708	0,00007276	0,76734	0,000007081
2	0,803055	0,51324	0,0000504	0,00000322	0,51331	0,76739	0,00001031
3	0,569752	0,22401	0,00137	0,00000517	0,73732	0,76876	0,00001548
4	0,282982	0,02132	0,09117	0,00001287	0,75865	0,85993	0,00002835
5	0,270611	0,06973	0,03867	0,00005207	0,82838	0,8986	0,00008042
6	0,171257	0,04594	0,00938	0,0000378	0,87432	0,90798	0,00012
7	0,165405	0,00062	0,01263	0,00000465	0,87494	0,92061	0,00012
8	0,154913	0,02716	0,02001	0,00000218	0,9021	0,94062	0,00013

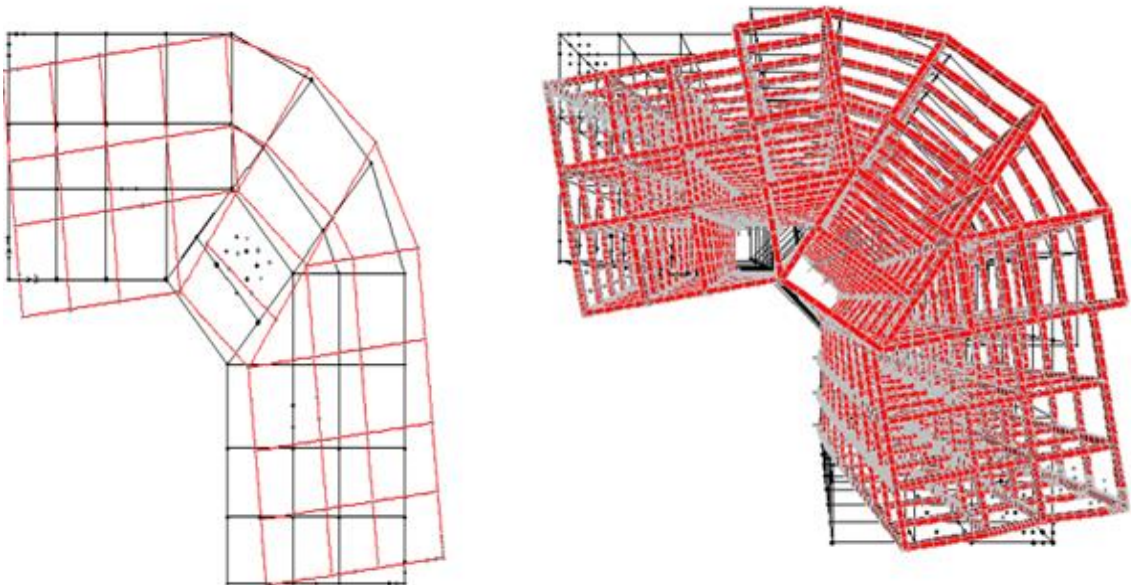
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à y-y.



Le 2^{ème} mode translation parallèlement à x-x.



Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **sap 2000** on a :

$$W = 57641,39 \text{ KN} \rightarrow V^x = 7378,097 \text{ KN} \quad 0,8V^x = 5902,47 \text{ KN}$$

$$V^y = 6801,68 \text{ KN} \quad 0,8V^y = 5441,344 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4469,45 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 5106,68 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 4469,45 \text{ KN} < 0,8V^x = 5902,47 \text{ KN} \\ V_t^y = 5106,68 \text{ KN} < 0,8V^y = 5441,344 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport} \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,06 \right.$$

$$\text{Le rapport} \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,32 \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} modèle

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
31,96	3,963	3,64	19,815	18,2	0,53	0,555	3,06	Vérifiée
28,9	3,857	3,529	19,285	17,645	1,47	0,955	3,06	vérifiée
25,84	3,563	3,338	17,815	16,69	1,66	1,7	3,06	vérifiée
22,78	3,231	2,998	16,155	14,99	1,98	2,015	3,06	vérifiée
19,72	2,835	2,595	14,175	12,975	2,085	2,19	3,06	vérifiée
16,66	2,418	2,157	12,09	10,785	2,295	2,37	3,06	vérifiée
13,6	1,959	1,683	9,795	8,415	2,275	2,405	3,06	vérifiée
10,54	1,504	1,202	7,52	6,01	2,82	2,39	3,06	vérifiée
7,48	0,94	0,724	4,7	3,62	1,645	2,02	3,06	vérifiée
4,42	0,611	0,32	3,055	1,6	3,055	1,6	4,42	vérifiée

d. justification du facteur de comportement R :**d.1. Justification des voiles sous charges verticales :**

- L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 63079,046$ kN.

- L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 11004,29$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 17,44 \% < 20\%$.

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

d.2. Justification des portiques sous charges horizontale :

Tableau IV.7 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

NIV	V_{Xtot} (KN)	$V_{Xportique}$ (KN)	V_{port} %	V_{ytot} (KN)	$V_{yportique}$ (KN)	$V_{port} \%$	condition	Obs
31,96	321,358	301,557	93,83	530,27	468,503	88,35	25	Vérifiée
28,9	1198,203	1097,845	91,62	790,141	661,54	83,72	25	Vérifiée
25,84	2047,357	1638,883	80,04	1613,617	1223,87	75,84	25	Vérifiée
22,78	2559,64	1847,855	72,19	2312,513	1769,135	76,5	25	Vérifiée
19,72	3422,713	2435,666	71,16	3011,409	2524,988	83,84	25	Vérifiée
16,66	3935,47	2536,349	64,44	3567,769	2713,052	76,04	25	Vérifiée
13,6	4428,938	2974,82	67,16	4045,814	3311,819	81,85	25	Vérifiée
10,54	4781,908	2929,027	61,25	4437,051	3321,811	74,86	25	Vérifiée
7,48	4994,336	2877,454	57,61	4669,787	3322,672	71,15	25	Vérifiée
4,42	5899,674	2104,357	35,66	5413,08	2357,61	43,55	25	Vérifiée

d.3. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas du bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003" [2]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau IV.8 : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final.

NIV	Vx (KN)	Vy (KN)	Pk (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(m)	θx	θy	observation
9	321,358	530,27	2221,216	1,03	0,555	3,06	0,023	0,0075	vérifiée
8	1198,203	790,141	6395,247	1,47	0,955	3,06	0,025	0,025	vérifiée
7	2047,357	1613,617	10744,336	1,66	1,7	3,06	0,028	0,036	vérifiée
6	2559,64	2312,513	15111,437	1,98	2,015	3,06	0,038	0,043	vérifiée
5	3422,713	3011,409	19809,492	2,085	2,19	3,06	0,039	0,047	vérifiée
4	3935,47	3567,769	24454,623	2,295	2,37	3,06	0,046	0,053	vérifiée
3	4428,938	4045,814	29519,681	2,275	2,405	3,06	0,049	0,057	vérifiée
2	4781,908	4437,051	34465,923	2,32	2,39	3,06	0,052	0,06	vérifiée
1	4994,336	4669,787	39895,254	2,145	2,02	3,06	0,055	0,056	vérifiée
RDC	5899,674	5413,08	47239,69	2,055	1,6	3,06	0,053	0,045	vérifiée

Remarque :

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.5 Conclusion

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8*V_{(mse)}$), qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8*V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur $R=5$ vu que les voiles qui doivent reprendre au plus 20% des charge verticale :(17,44%).

V.1 Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction, supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

V.2 Application des R N V 99

❖ la vérification de la stabilité d'ensemble :

Le RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

V.2.1 Détermination du coefficient dynamique C_d

Données relatives au site :

Site plat : (**ch 2 § 4.3.3**) [5]

$C_t = 1$: (**tab 2.5**) [5]

Zone I : (**tab 2.3**) [5] : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie I

$K_T = 0.24$: (**tab 2.4**) [5]

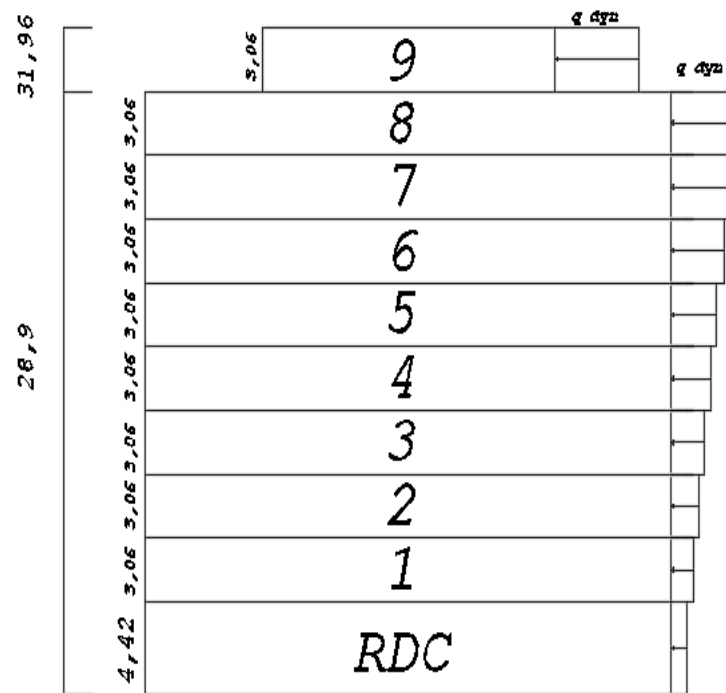


Figure V.1 : vue en élévation.

$$Z_0 = 1$$

$$K_T = 0.24 \quad :(\text{tab 2.4}) \quad [5]$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.46$$

La structure du bâtiment étant en béton armé, On utilise la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de RNV99 la lecture pour $h=31,96 \text{ m}$ et $b = 11,47 \text{ m}$ donne (après interpolation) :

$$C_d \approx 0,97$$

V.2.2 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

$$q_{dyn} = q_{réf} * C_e(Z_{eq}) \quad (2.12) \quad [5]$$

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : est le coefficient d'exploitation dépend aux natures de la structure.

Dans notre cas de structure, le coefficient dynamique C_d étant inférieur à 1,2, la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans ce cas le coefficient d'exploitation données par :

$$C_e(Z_{eq}) = C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2 * \left[1 + \frac{7 * K_T}{C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2} \right]$$

$C_t(Z_{eq})$: est le coefficient de topographié =1

C_r : est le coefficient de rugosité, il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(Z_{eq}) = K_T * Ln\left(\frac{Z_j}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad (2.15) [5]$$

Tableau V.1 : valeur de pression dynamique

Z_j (m)	C_r	C_e	$q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$
2,21	0.665	1,559	584,62
5,27	0.665	1,559	584,62
8,33	0.665	1,559	584,62
11,39	0.665	1,559	584,62
14,45	0.665	1,559	584,62
17,51	0,687	1,626	609,75
20,57	0,725	1,743	653,62
23,63	0,759	1,851	694,12
26,69	0,788	1,944	729
29,75	0,814	2,030	761,25
31,28	0,826	2,069	775,87

V .2.3 Détermination des coefficients de pression C_p

➤ Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur : $C_{pi} = 0.8$

➤ Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression dynamique dépend de la surface chargée de la paroi considérée

a) les parois verticales :

On a : $C_{pe} = C_{pe,10}$ si la surface $S \geq 10 \text{ m}^2$.

$e_1 = \min(2h, b) = \min(2 \times 31,96 ; 11,47) = 11,47 \text{ m}$.

$d = 45,6 \text{ m}$.

$d > e$ donc on adopte le 2^{ème} cas.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la **figure 2**, Les valeurs de C_{p10} sont données dans le tableau (V.2).

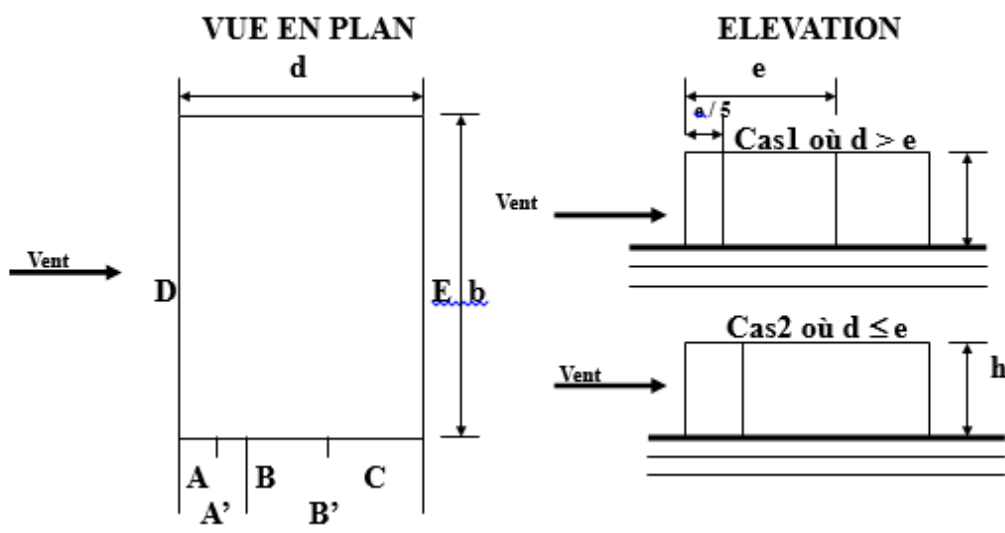


Figure V.2 : répartition des coefficients de pression (paroi verticale).

Tableau V.2 : valeur de C_{p10}

Zone	A	B	C	D	E
C_{p10}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

b) Toitures :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser l'acrotère comme l'indique la **figure.3**.

Le coefficient C_{pe} est donné par l'interpolation dans le tableau (V.3).

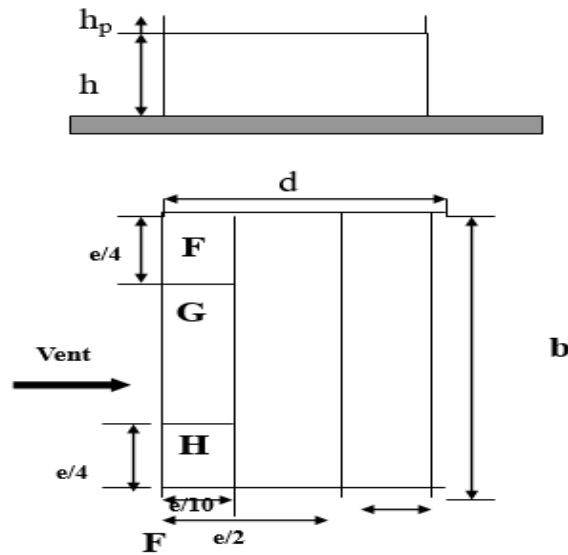


Figure V.3 : répartition des coefficients de pression (Acrotère).

Tableau V.3 : valeur de C_p

Zone	C_{pi}	$C_{pe}=C_{pe10}$	C_p
A. A'	0.8	-1	-1.8
B. B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

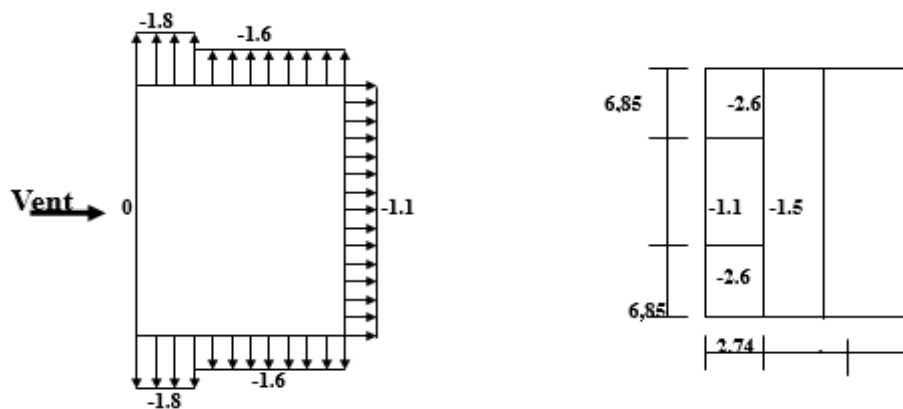


Figure V.4 : Valeur des coefficients C_p .

V.2.4 Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : est le coefficient dynamique de la construction $C_d = 0.97$.

W : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j $W(z_j)$ et donnée par de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

$$\text{D'où } q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_p \quad (2.4) \quad [5]$$

L'ensemble des résultats est porté dans le **tableau (V.4)**.

V.2.5 calcul des forces de frottement

Cette étape a pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour laquelle, soit le rapport $d/b \geq 3$, ou le rapport $d/h \geq 3$.

Dans notre structure cette condition n'est pas vérifiée.

V.2.6 Détermination de la Force résultante

La force résultante R se décompose en deux forces :

➤ Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

➤ Une force de soulèvement F_u qui est la composante de force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j) \quad (2.4) \quad [5]$$

L'ensemble des résultats est porté dans le **tableau (V.4)**

$C_d = 0.97$

Tableau V.4 : Calcul de la force résultante

h (m)	Zone	S(x-x)	S(y-y)	q_{dyn}	q_j	R(x-x)	R(y-y)
2,21	E : C _p = -1,8	119,7	201,55	584,62	1020,74	122183,35	212094,29
5,57	E : C _p = -1,8	82,87	139,53	584,62	1020,74	84589,26	146829,65
8,33				584,62	1020,74	84589,26	146829,65
11,39				584,62	1020,74	84589,26	146829,65
14,45				584,62	1020,74	84589,26	146829,65
17,51				609,75	1064,62	88225,34	153141,15
20,57				653,62	1141,22	94572,94	164159,27
23,63				694,12	1211,93	100432,93	174331,01
26,69				729	1272,83	105479,75	183091,26
29,75				761,25	1329,14	68650,21	105659,97
31,27				775,87	1354,66	69968,65	107689,20
32,56				F : C _p = -2,4	27,36	16,24	758,5
	G : C _p = -1,9	1397,91	38246,96	23404,27			
	H : C _p = -1,5	1103,61	30194,97	18477,06			

D'où obtient :

$$R_y = 1104,62 \text{ kN}$$

$$R_x = 1758,92 \text{ kN}$$

V.3 Conclusion

L'étude du vent que nous avons entamé a pour objectif d'avoir une appréhension sur l'effet du vent qui agit sur la structure en appliquant le règlement **R N V 99** . Cette étude nous a amené à conclure que l'effet du vent est relativement négligeable en comparant avec l'effort sismique, ce qui nous autorise à ne pas prendre en compte la sollicitation de ce dernier (effet du vent) sur le calcul du ferrailage.

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, L'action du vent ne sera pas prise en considération, car l'effet du vent est négligeable devant l'effet du séisme.

VI.1 Introduction :

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

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

1. Poteaux.
2. Poutres.
3. Voiles.

VI.2 Ferrailage des poteaux :

VI.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** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$.
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348MPa$.

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=18,48MPa$.
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400MPa$.

VI.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±E

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).

V.2.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$\bullet \quad \nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

 B_c : section de poteau. N_d : G+Q ±E.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

<i>Niveaux</i>	<i>N_d</i> (KN)	<i>B_c</i> (cm ²)	<i>ν</i>	<i>Obs</i>
P9	237,039	40*40	0,05	Vérifiée
P8	508,542	40*40	0,12	Vérifiée
P7	781,512	45*45	0,15	Vérifiée
P6	1059,2	45*45	0,2	Vérifiée
P5	1338,082	50*50	0,21	Vérifiée
P4	1623,42	50*50	0,25	Vérifiée
P3	1910,824	55*55	0,25	Vérifiée
P2	2205,797	55*55	0,29	Vérifiée
P1	2503,545	60*60	0,27	Vérifiée
RDC	2837,315	60*60	0,29	Vérifiée

VI.2.4 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

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

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

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

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

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**
- a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	-2540,72	49,66	SEC	0	32,4
2eme- 3eme	55*55	-2237,03	14,74	SEC	0	27,23
4eme- 5eme	50*50	-1649,23	13,45	SEC	0	22,5
6eme- 7eme	45*45	-1080,11	9,72	SEC	0	18,23
8eme- 9eme	40*40	-525,15	7,91	SEC	0	14,4
circulaire	70	-2894,72	17,01	SEC	0	34,61

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN,m)	M^{\max} (kN)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	-1955,66	52,24	SEC	0	32,4
2eme- 3eme	55*55	-1492,73	-46,49	SEC	0	27,23
4eme- 5eme	50*50	-1064,63	-45,68	SEC	0	22,5
6eme- 7eme	45*45	-637,80	-42,76	SEC	0	18,23
8eme- 9eme	40*40	-213,95	44,25	SPC	0,5	14,4
circulaire	70	-2837,31	-33,09	SEC	0	11,03

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	-774,32	10,82	SEC	0	32,4
2eme- 3eme	55*55	-543,47	-18,72	SEC	0	27,23
4eme- 5eme	50*50	-337,40	-20,33	SEC	0	22,5
6eme- 7eme	45*45	-153,20	-18,94	SEC	0	18,23
8eme- 9eme	40*40	-89,36	-19,09	SEC	0	14,4
circulaire	70	-1220,59	8,81	SEC	0	11,03

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**.

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	-2296,40	-59,91	SEC	0	32,4
2eme- 3eme	55*55	-2007,16	-74,72	SEC	0	27,23
4eme- 5eme	50*50	-1442,53	-60,74	SEC	0	22,5
6eme- 7eme	45*45	-913,06	-44,25	SEC	0	18,23
8eme- 9eme	40*40	-429,80	-24,83	SEC	0	14,4
circulaire	70	-2601,10	-180,66	SEC	0	34,61

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN,m)	M^{\max} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	-1389,46	-288,23	SEC	0	32,4
2eme-3eme	55*55	-140,94	272,53	SPC	12,3	27,23
4eme-5eme	50*50	-152,49	220,27	SPC	10,77	22,5
6eme-7eme	45*45	-360,68	161,86	SPC	6,09	18,23
8eme-eme	40*40	-75,037	110,03	SPC	7,13	14,4
circulaire	70	-1688,01	-311,01	SEC	0	34,61

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}; M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	66,39	87,26	SPC	4,81	32,4
2eme-3eme	55*55	38,37	91,94	SPC	5,08	27,23
4eme-5eme	50*50	14,14	37,78	SPC	2,26	22,5
6eme-7eme	45*45	3,10	30,18	SPC	1,9	18,23
8eme-eme	40*40	-1,28	27,71	SPC	1,93	14,4
circulaire	70	-123,54	304,04	SPC	23,84	34,61

- Combinaison : **0,8G+E** :

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	-1715,22	-169,65	SEC	0	32,4
2eme-3eme	55*55	-1473,03	-79,31	SEC	0	27,23
4eme-5eme	50*50	-1050,56	-64,86	SEC	0	22,5
6eme-7eme	45*45	-659,37	-48,35	SEC	0	18,23
8eme-eme	40*40	-311,91	-28,59	SEC	0	14,4
circulaire	70	-1913,44	-181,48	SEC	0	34,61

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN,m)	M^{\max} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	-1189,06	-285,82	SEC	0	32,4
2eme-3eme	55*55	-207,47	249,07	SPC	10,21	27,23
4eme-5eme	50*50	-38,55	215,60	SPC	11,87	22,5
6eme-7eme	45*45	-238,75	154,18	SPC	6,99	18,23
8eme-eme	40*40	-50,08	107,01	SPC	7,21	14,4
circulaire	70	-1443,65	-309,89	SEC	0	34,61

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	Asmin (cm ²)
Rdc-1er	60*60	230	205,39	SPC	12,37	32,4
2eme-3eme	55*55	173,95	94,38	SPC	7	27,23
4eme-5eme	50*50	104,12	38,09	SPC	3,49	22,5
6eme-7eme	45*45	52,05	30,23	SPC	2,57	18,23
8eme-eme	40*40	10,49	27,32	SPC	2,06	14,4
circulaire	70	120,81	305,15	SPC	29,93	34,61

VI.2.5. Choix des armatures :

Tableau VI.11 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} ZC (cm ²)	As ^{max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adop} (cm ²)
Rdc-1er	60*60	12,37	32,4	144	216	12T20	37,68
2eme-3eme	55*55	12,3	27,23	121	181,5	12T20	37,68
4eme-5eme	50*50	11,87	22,5	100	150	12T20	37,68
6eme-7eme	45*45	6,99	18,23	81	121,5	12T16	24,12
8eme-9eme	40*40	7,21	14,4	64	96	12T16	24,12
Circulaire	70	29,39	34,61	153,86	230,79	12T20	37,68

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

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- **Acier**: Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \overline{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \overline{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.63 \text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{max} (kN)	M _{ser} ^{corr} (kN.m)	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa) sup	φ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
2eme-3eme	55*55	1628,08	10,91	37,68	75,8	201,63	5,09	15	OK
4eme-5eme	50*50	1200,55	9,94	37,68	67,3	201,63	4,53	15	OK
6eme-7eme	45*45	786,69	7,23	24,12	57	201,63	3,85	15	OK
8eme-eme	40*40	383,27	6,24	24,12	36,8	201,63	2,52	15	OK
circulaire	70	2107,24	12,25	37,68	75,99	201,63	5,1	15	OK

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	Nsercor (kN)	Mserma _x (kN.m)	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa) sup	φ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
2eme-3eme	55*55	1088,94	-33,71	37,68	60,5	201,63	4,14	15	OK
4eme-5eme	50*50	776,70	-33,13	37,68	25	201,63	1,52	15	OK
6eme-7eme	45*45	316,35	31,08	24,12	42,1	201,63	3,02	15	OK
8eme-eme	40*40	156,63	32,25	24,12	49,8	201,63	3,67	15	OK
circulaire	70	2064,71	-23,81	37,68	62,87	201,63	4,13	15	OK

VI.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 : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré.

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u \text{Poteaux circulaire.}$$

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.

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 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver.03 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

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

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
Rdc-1er	60*60	32,68	0,1	17,86	0,075	1,875	2.50	OK
2eme-3eme	55*55	29,61	0,108	13,49	0,075	1,875	2.50	OK
4eme-5eme	50*50	29,05	0,129	14,84	0,075	1,875	2.50	OK
6eme-7eme	45*45	27,20	0,149	16,48	0,075	1,875	2.50	OK
8eme-eme	40*40	26,06	0,18	18,55	0,075	1,875	2.50	OK
circulaire	70	11,33	0,065	17,68	0,075	1,875	2.50	OK

VI.2.8 Ferrailage transversal des poteaux :

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

- Selon **CBA 93** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon les RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

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

h : Hauteur totale de la section brute.

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

$\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

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

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE400).

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

Tableau VI.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Rdc-1er	60*60	12T20	20	10	20
2eme-3eme	55*55	12T20	20	10	20
4eme-5eme	50*50	12T20	20	10	20
6eme-7eme	45*45	12T16	16	10	16
8eme-eme	40*40	12T16	16	10	16
circulaire	70	12T20	20	10	20

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

Tableau VI.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	60*60	3,09	5,15	2,5	32,689	N	10	0,34	6T8	3,01
						C	15	0,68	6T8	3,01
1ér	60*60	2,142	3,57	3,75	32,689	N	10	0,51	6T8	3,01
						C	15	1,02	6T8	3,01
2eme 3eme	55*55	2,142	3,89	3,75	29,61	N	10	0,50	6T8	3,01
						C	16	1,01	6T8	3,01
4eme 5eme	50*50	2,142	4,284	3,75	29,05	N	10	0,54	6T8	3,01
						C	16	1,08	6T8	3,01
6eme 7eme	45*45	2,142	4,76	3,75	27,206	N	10	0,56	4T8	2,01
						C	14	0,9	4T8	2,01
8eme 9eme	40*40	2,142	5,35	2,5	26,062	N	10	0,4	4T8	2,01
						C	16	0,65	4T8	2,01
circulaire	70	3,09	4,42	3,75	11,33	N	10	1,11	6T8	3,01
						C	14	1,41	6T8	3,01

VI.2.9 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\phi=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$

VI.2.10 Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par:

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_T \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire .
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa.
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :
- Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2$ [m²].

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$N_{u(RDC)} = 2561,8$ KN

- Poids du plancher..... $6,29 * 15,84 = 99,63$ KN.
- Poids du poteau..... $(0,7)^2 * (3,4-0,4) * 25 = 28,84$ KN.
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 22,86$ KN.
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 10,50$ KN.

$G = 161,83$ KN.

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 * 15,84 = 79,20$ KN.

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 337,27$ KN.

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 2899,07$ KN.

Ce dernier est de section circulaire $B = 70$ cm².

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,25 \cdot 10^2}{15,88} = 13,58 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,62$$

$$B_r = \frac{\pi}{4} (D - 0,02)^2 = 3629,84 \text{ cm}^2$$

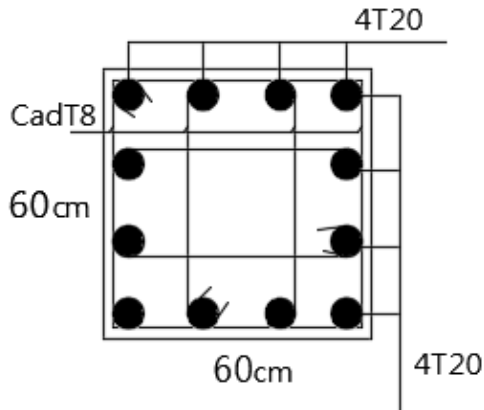
D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2899,07 \times 10^3}{0,62} - \frac{3629,84 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -58,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

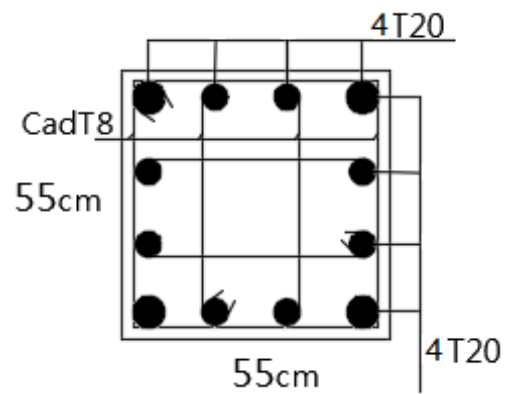
Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à **2899,07 kN** a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99 ver2003** ($A_{Smin}=32,40 \text{ cm}^2$) ; ce qui nous ramène à choisir la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 12T20 = 37,68 \text{ cm}^2$$

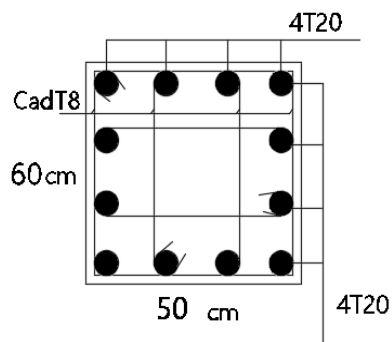
VI.2.11 Schéma de ferrailage des poteaux :



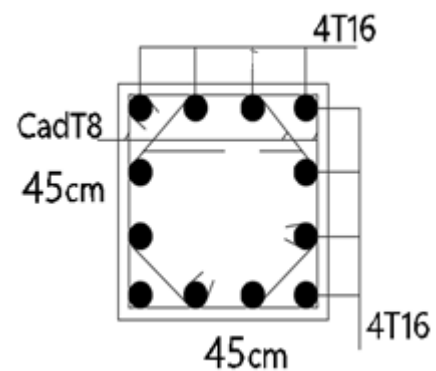
SOUS SOL – RDC – 1^{ER}



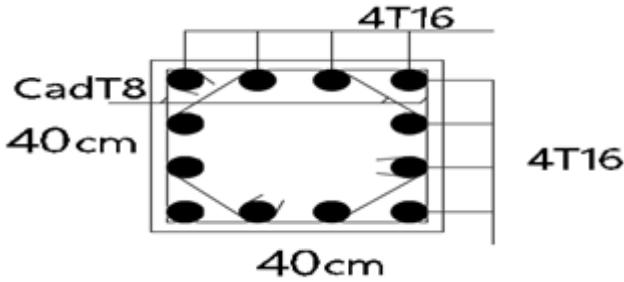
2^{ème} – 3^{ème}



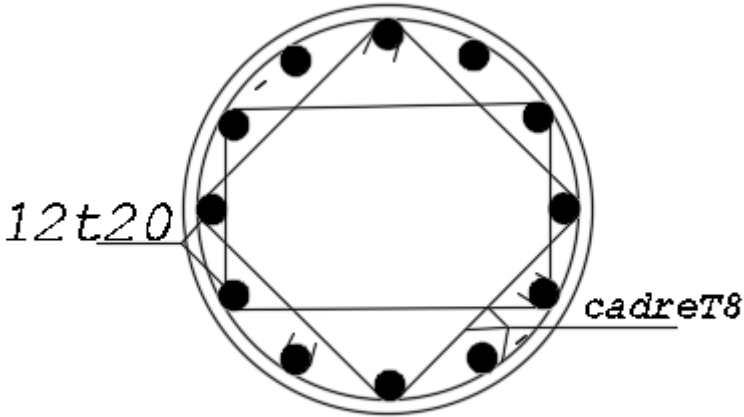
4^{ème} – 5^{ème}



6^{ème} – 7^{ème}



7^{ème} – 8^{ème}



POTEAU CIRCULAIRE.

VI.3 Ferrailage des poutres :

VI.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 :

- E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$.
- E.L.S : $G + Q$.

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $0.8 G \pm E$.
- $G + Q \pm E$.

VI.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003.

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VI.3.3 Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

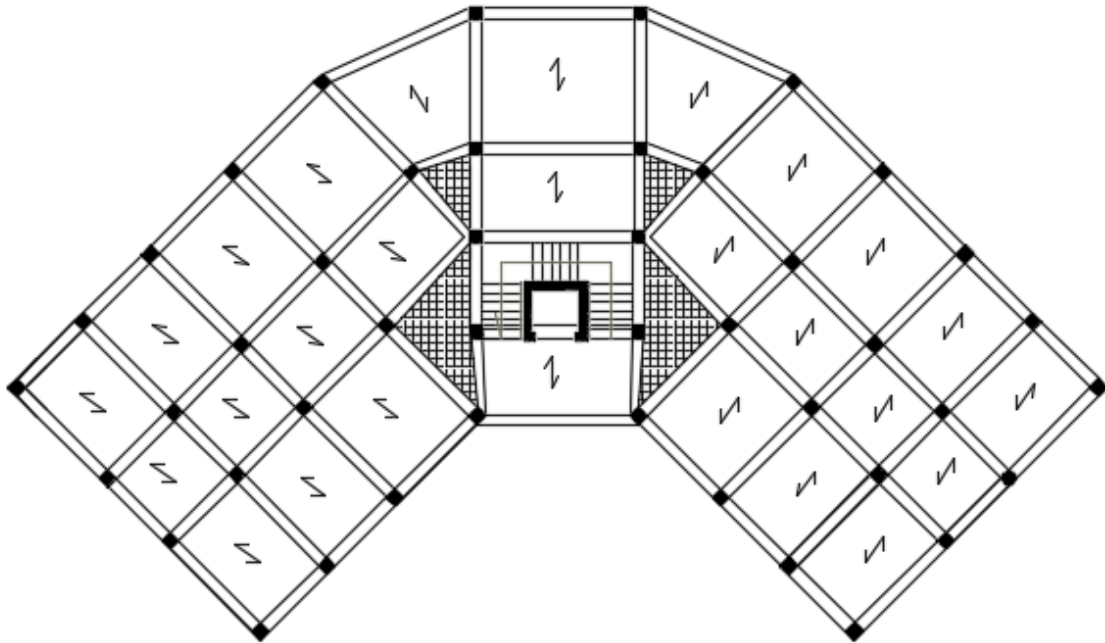


Figure VI.1 : Disposition des Poutres.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur 30x45 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q.

Tableau VI.17 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30x45	Travée	79,62	5,79	0
		Appui	146,60	0	11,32
Etage de service	30x45	Travée	72,84	5,26	0
		Appui	134,35	0	10,25
Etage courant	30x45	Travée	74,6	5,4	0
		Appui	130,87	0	9,95
Terrasse	30x45	Travée	63,6	4,56	0
		Appui	113,31	0	8,48

b. Situation accidentelle : **G+Q+E**.**Tableau VI.18** : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30x45	Travée	122,25	7,75	0
		Appui	163,01	0	10,54
Etage de service	30x45	Travée	126,38	8	0
		Appui	158,46	0	10,22
Etage courant	30x45	Travée	120,26	7,59	0
		Appui	170,08	0	11,04
Terrasse	30x45	Travée	70,15	4,32	0
		Appui	101,55	0	6,35

c. Situation accidentelle : **0.8 G + E**.**Tableau VI.19** : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30x45	Travée	132,59	8,43	0
		Appui	150,92	0	9,69
Etage de service	30x45	Travée	132,43	8,41	0
		Appui	150,78	0	9,68
Etage courant	30x45	Travée	127,08	8,05	0
		Appui	156,01	0	10,04
Terrasse	30x45	Travée	62,22	3,81	0
		Appui	80,87	0	5

2. Sens non porteur 30x40 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q .

Tableau VI.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30x40	Travée	45,73	3,71	0
		Appui	79,31	0	6,67
Etage de service	30x40	Travée	35,87	2,88	0
		Appui	62,78	0	5,18
Etage courant	30x40	Travée	37,19	2,99	0
		Appui	59	0	4,85
Terrasse	30x40	Travée	22	1,74	0
		Appui	52,92	0	4,32

b. Situation accidentelle : G+Q+E.

Tableau VI.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30x40	Travée	65,03	4,57	0
		Appui	113,66	0	8,26
Etage de service	30x40	Travée	66,5	4,68	0
		Appui	104,18	0	7,52
Etage courant	30x40	Travée	92,63	6,63	0
		Appui	109,52	0	7,94
Terrasse	30x40	Travée	47,66	3,31	0
		Appui	74,12	0	5,24

c. Situation accidentelle : **0.8 G + E.****Tableau VI.22** : Ferrailage des poutres non porteuse (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30x40	Travée	70,42	4,97	0
		Appui	90,52	0	6,47
Etage de service	30x40	Travée	70,34	4,96	0
		Appui	90,43	0	6,47
Etage courant	30x40	Travée	86,43	6,16	0
		Appui	99,72	0	7,18
Terrasse	30x40	Travée	42,75	2,96	0
		Appui	62,84	0	4,41

VI.3.4. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Sens porteur 30x45 :**Tableau VI.23** : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage commerce	30x45	Travée	132,59	54	81	6,75	8,43	3T16+2T14	9,11
		Appui	163,01				10,54	3T16+3T14	10,04
Etage de service	30x45	Travée	132,43	54	81	6,75	8,41	3T16+2T14	9,11
		Appui	158,46				10,22	3T16+3T14	10,64
Etage courant	30x45	Travée	127,08	54	81	6,75	8,05	3T16+3T14	9,11
		Appui	170,08				11,04	6T16	12,06
Terrasse	30x45	Travée	70,15	54	81	6,75	4,32	5T14	7,69
		Appui	113,31				8,48	6T14	9,23

2. Sens non porteur 30x40 :

Tableau VI.24 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage commerce	30x40	Travée	70,42	48	72	6	4,97	3T14+2T12	6,88
		Appui	113,66				8,26	6T14	9,23
Etage de service	30x40	Travée	70,34	48	72	6	4,96	3T14+2T12	6,88
		Appui	104,18				7,52	5T14	7,69
Etage courant	30x40	Travée	92,63	48	72	6	6,63	3T16+2T12	6,88
		Appui	109,52				7,94	6T14	9,23
Terrasse	30x40	Travée	47,66	48	72	6	3,31	3T14+2T12	6,88
		Appui	74,12				5,24	3T14+2T12	6,88

V.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

Tableau VI.25 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(min)} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	7,69	1,46	Vérifiée
30x40	6,88	1,3	Vérifiée

VI.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

1. Sens porteur 30x45 :

Tableau VI.26 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage commerce	Travée	57,35	5,45	15	166,5	201.63	NON
	Appui	-105,62	9,58		264,4		
Etage de service	Travée	54,27	5,16	15	157,6	201,63	NON
	Appui	-95,16	8,63		238,2		
Etage courant	Travée	46,49	4,42	15	135	201.63	NON
	Appui	-82,93	9,52		184,2		
Terrasse	Travée	52,87	5,31	15	180,7	201.63	NON
	Appui	-97,45	9,64		280,8		

2. Sens non porteur 30x40 :**Tableau VI.27** : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage commerce	Travée	32,4	4,31	15	141,3	201.63	OK
	Appui	-56,24	6,81		185,2		
Etage de service	Travée	25,82	3,44	15	112,6	201,63	OK
	Appui	-45,22	5,8		177,3		
Etage courant	Travée	29,29	3,9	15	127,7	201.63	OK
	Appui	-43,09	5,22		141,9		
Terrasse	Travée	16,1	2,14	15	70,2	201.63	NON
	Appui	-38,1	5,39		243,4		

Il faut augmenter la section d'armature choisie et revérifier vis-à-vis l'ELS.

1. Sens porteur 30x45 :**Tableau VI.28** : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage commerce	Travée	57,35	4T16+2T14	4,84	15	136,8	201.63	OK
	Appui	-105,62	4T16+4T14	8,31		101,6		
Etage de service	Travée	54,27	4T16+2T14	4,58	15	129,4	201.63	OK
	Appui	-95,16	4T16+4T14	7,49		91,5		
Etage courant	Travée	46,49	6T14	4,37	15	133,2	201.63	OK
	Appui	-82,93	8T14	7,17		87		
Terrasse	Travée	52,87	4T16+2T14	4,46	15	126,1	201.63	OK
	Appui	-97,45	4T16+4T14	7,67		93,7		

2. Sens non porteur 30x40 :

Tableau VI.29 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	Mser (KN.m)	Choix	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage commerce	Travée	32,4	4T14	4,25	15	156,8	201.63	OK
	Appui	-56,24	4T14+2T12	6,67		75,6		
Etage service	Travée	25,82	4T14	3,39	15	125	201.63	OK
	Appui	-45,22	4T14+2T12	5,36		60,8		
Etage courant	Travée	29,29	4T14+2T12	3,47	15	104,8	201.63	OK
	Appui	-43,09	4T14+2T12	5,11		57,9		
Terrasse	Travée	16,1	4T14	2,11	15	77,9	201.63	OK
	Appui	-38,1	4T14	5		54		

VI.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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL 91 modifié 99

1. Sens porteur 30x45 :

Tableau VI.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur .

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage commerce	30x45	189,17	1,55	2.5	OK
	30x45	167,44	-1,37	2.5	OK
Etage service	30x45	185,93	1,53	2,5	OK
	30x45	-164,829	-1,35	2,5	OK
Etage courant	30x45	232,876	1,91	2.5	OK
	30x45	-207,597	-1,70	2.5	OK
terrasse	30x45	127,116	1,04	2.5	OK
	30x45	-127,223	1,04	2.5	OK

2. Sens non porteur 30x40 :

Tableau VI.31 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur .

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage commerce	30x40	90,53	0,83	2.5	OK
	30x40	-90,99	0,84	2.5	OK
Etage service	30x40	79,95	0,74	2,5	OK
	30x40	-79,11	0,73	2,5	OK
Etage courant	30x40	76,74	0,71	2.5	OK
	30x40	-74,61	0,69	2.5	OK
terrasse	30x40	65,11	0,6	2.5	OK
	30x40	-48,51	0,44	2.5	OK

VI.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

• Selon le BAEL 91 modifié 99 : →
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

• Selon le RPA 99 version 2003 : →
$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$

On prend : Ø_t=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.32 : Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	30x45	232,87	1,91	36,45	22,5	11,25	10	20	2,01	4T8
Non Porteur	30x40	90,53	0,83	33,75	20	10	10	20	1,80	4T8

VI.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=14mm.....L_r=70cm
- b. Ø=12mm.....L_r=60cm

V.3.10 Arrêt des barres :

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

Armatures supérieures : $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : L=Max (L_{gauche} ; L_{droite})

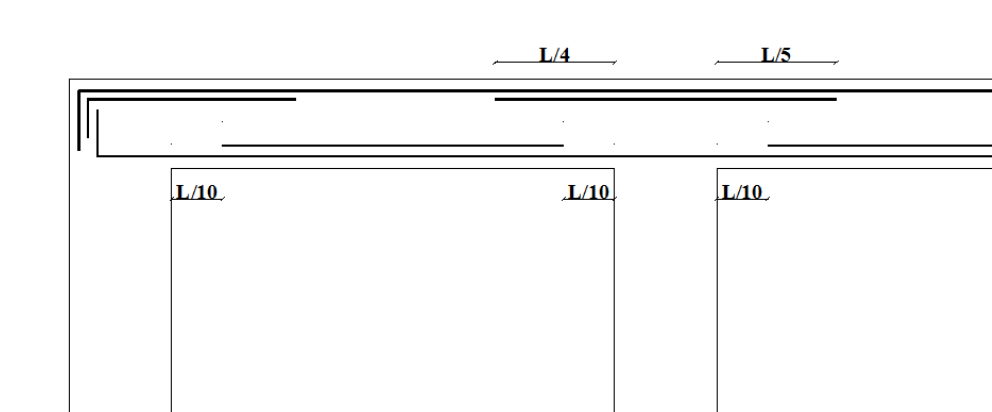


Figure VI.2 : Arrêt des barres.

VI.3.11 Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$$

Tel que :

$$\text{Poutre porteuse (30x45) : } f_{adm} = \frac{560}{500} = 1,06$$

$$\text{Poutre non porteuse (30x40) : } f_{adm} = \frac{450}{500} = 0,89$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau VI.33 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

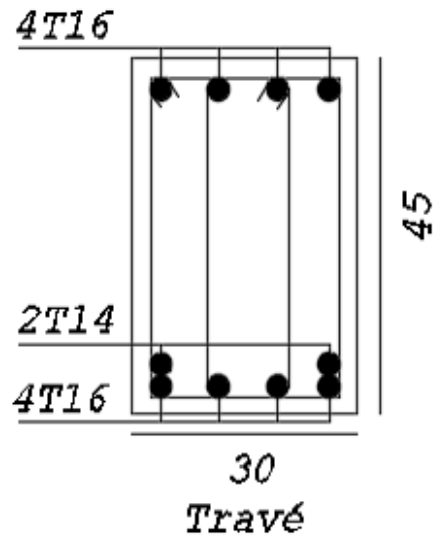
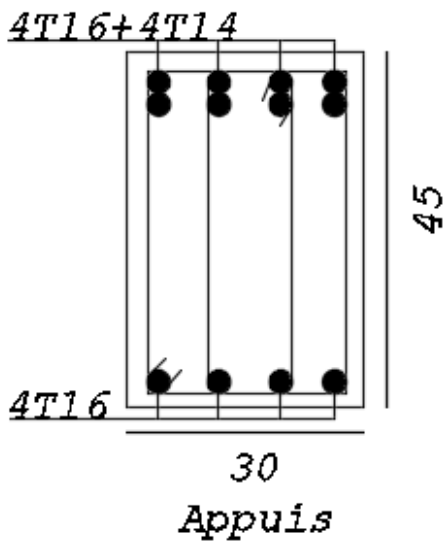
Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre porteuse	30x45	57,35	11,12	0,009	127,343	2,295	0,918	0,457	320930,100
Poutre non porteuse	30x40	32,40	6,15	0,006	146,341	3,688	1,475	0,324	207232,000

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
172418,715	248784,735	3,243	6,682	3,306	10,6	OK
103925,601	154297,096	1,963	3,930	2,052	8,9	OK

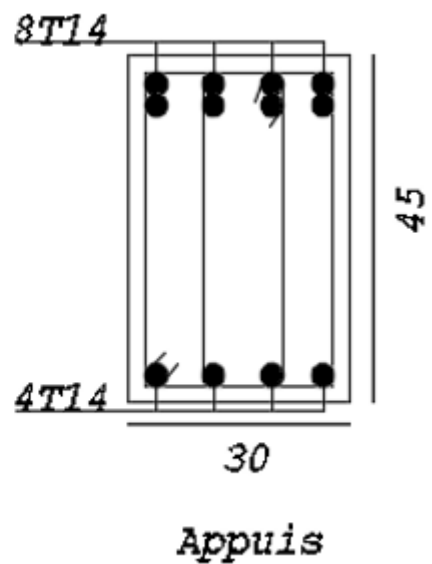
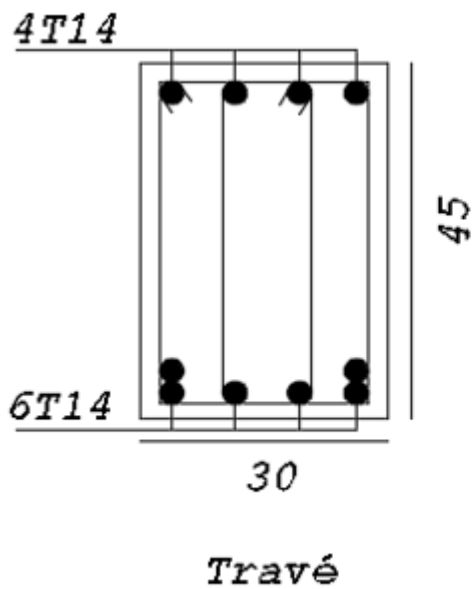
VI.3.13 Schéma de ferraillage des poutres :

1. Poutres porteuses :

- Etage commerce, service et terrasse :

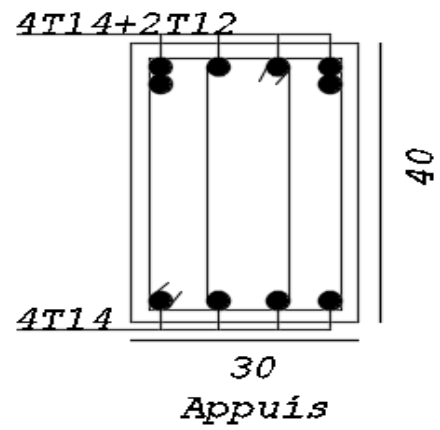
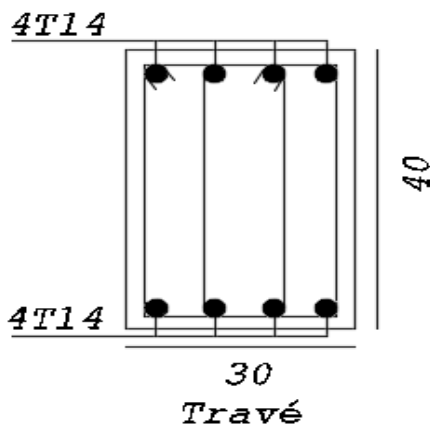


- Etage courant :

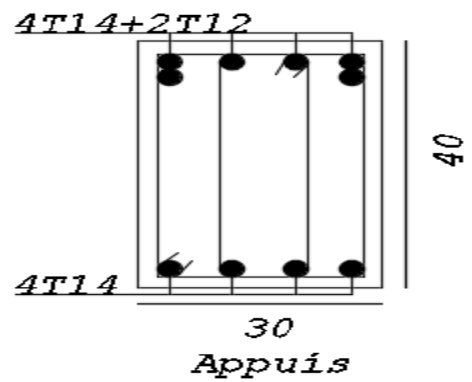
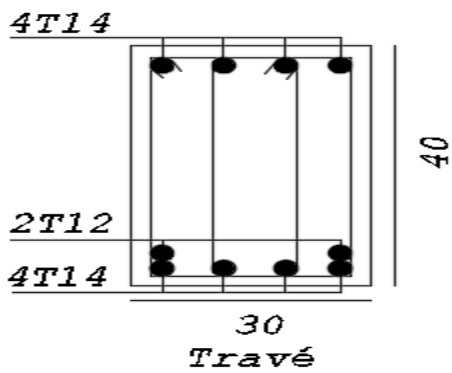


2. Poutres non porteuses :

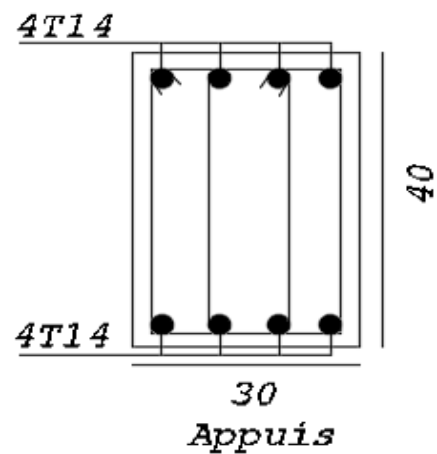
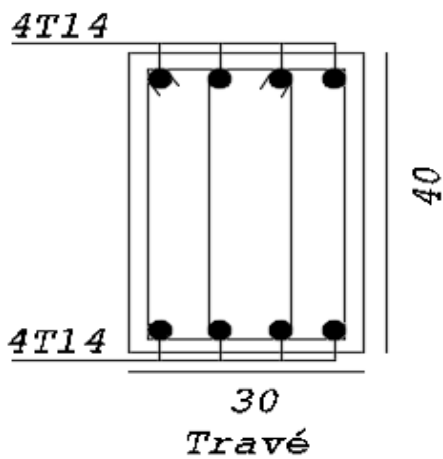
- Etages, commerces, services.



- Etage courant :



- Terrasse :



VI.4. Ferraillage des voiles :

VI.4.1 Généralités :

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

Ces éléments peuvent être :

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

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

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

Pour le ferraillage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est réalisé conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

VI.4.2 : Ferraillage des voiles

Le ferraillage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

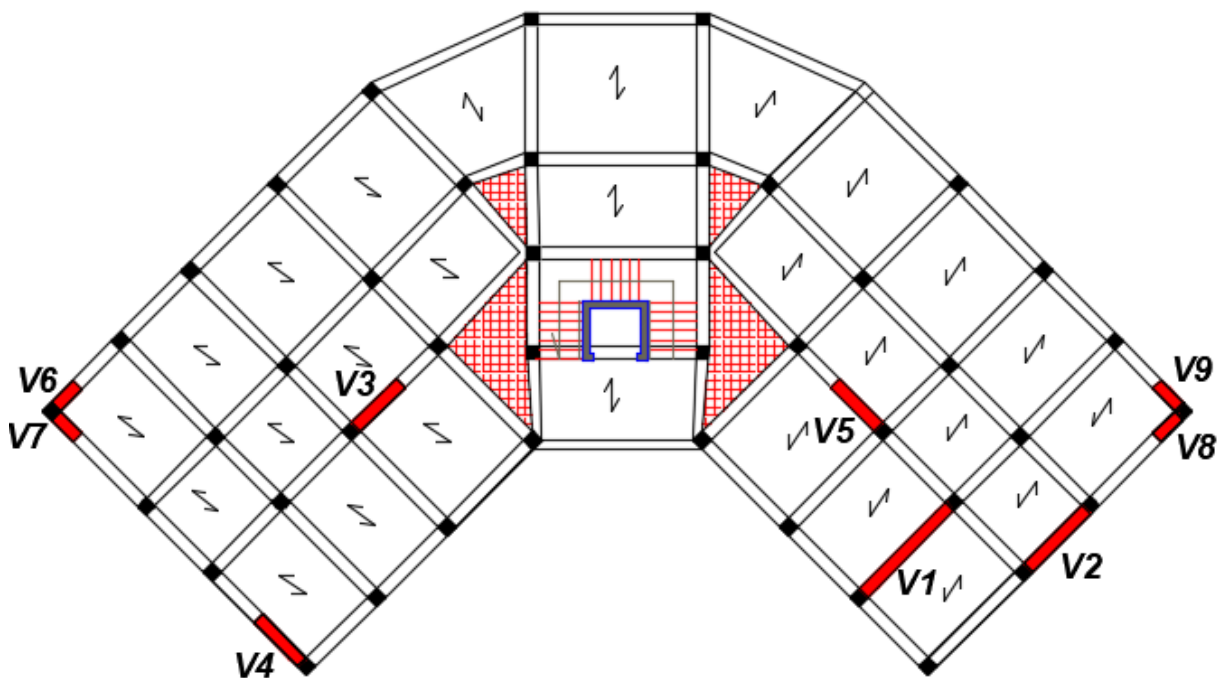


Figure VI.3 : Disposition des voiles dans la structure.

➤ **Procédure de ferrailage des trumeaux :**

• **Introduction :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

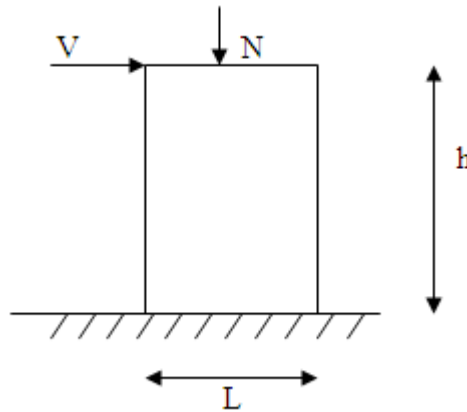


Figure VI.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H .
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de lame horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

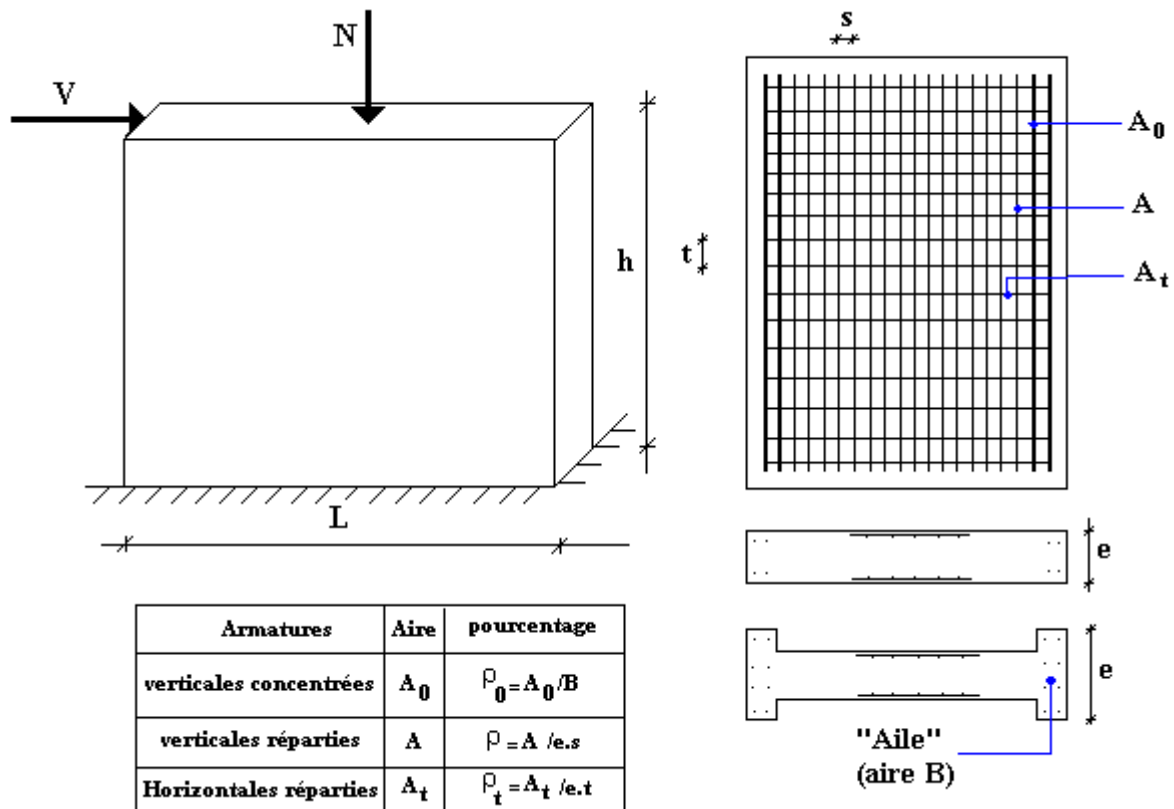


Figure VI.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage.

➤ **Préconisation du BAEL91 :**

• **Justifications sous sollicitations normales :**

a. **Conditions d'application :**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ Pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ Pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$.
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$.

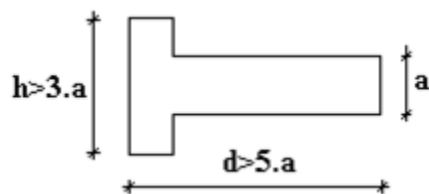


Figure VI.6 : Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement :

Soit :

l : La hauteur libre du mur.

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

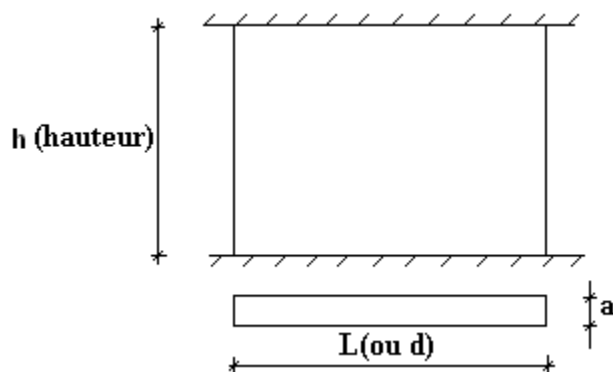


Figure VI.7 : Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.34 : Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

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

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

Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b).

a : épaisseur du voile.

d : longueur du voile .

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours .

f_e : limite élastique de l'acier.

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

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

Tableau VI.35 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

c. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a 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.

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**Tableau VI.36 :** Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau VI.37 : Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

d. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction .

1 - Zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec : F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

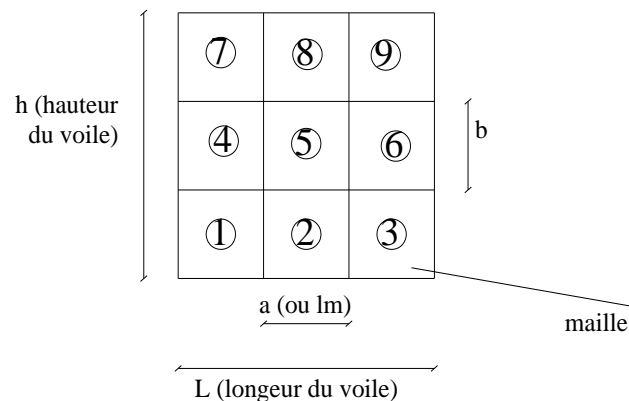


Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_n \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}).$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Tableau VI.38 : Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003) :**

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale 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.
- Si les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

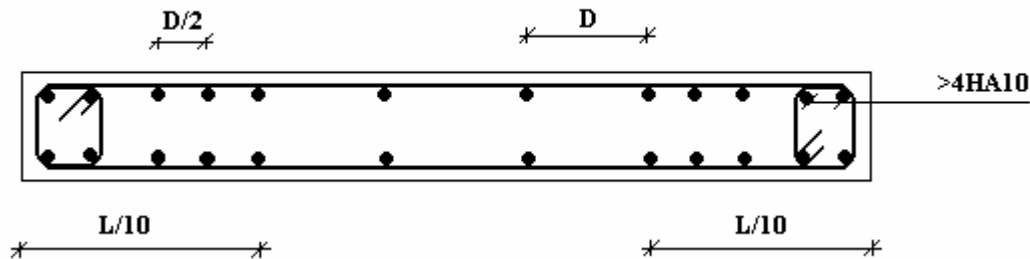


Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4.3 Exemple de calcul (V1) :

Soit le voile de longueur :

$$L = 4,25\text{m}$$

$$a = 0,25 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 4,42 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

- Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 4,42m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,42 - 0,45 = 3,97\text{m}$ (0,45m : hauteur de la poutre)

Tableau VI.39 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3,97 \times 0,85 = 3,37$	$0,8 \times 3,97 = 3,17$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,25} = 46,69$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,25} = 43,92$
Coefficient α		0,63	0,64
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M ²	$(a - 0,02) \cdot 1 = (0,25 - 0,02) \cdot 1 = 0,23$	$(a - 0,02) \cdot 1 = (0,25 - 0,02) \cdot 1 = 0,23$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,63 \left[\frac{0,23 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 25} \right]$ $\sigma_{bna} = 15,21 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,64}{10,25} \left(\frac{0,23 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,47 \text{ MPa}$

Remarque :

$$B_{et} = (0,25) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

- **Armatures de traction**

Tableau VI.40 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).

Maille $L_i=1,06 \text{ m}$	1	2	3	4		
Dimensions (m²) $(a \cdot l^i) = S_j$	0,265	0,265	0,265	0,265		
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	3,6	0,97	0,15	2,6		
Force de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0,954	0,25	0,04	0,689		
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	23,85	6,25	1	17,22		
²Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL : 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99 : 0,15% $S_{\text{béton}}$	2,65	2,65	2,65	2,65		
choix	16T14	12T12	2T10	2T10	12T12	16T14
A_v adopté	24,62	15,13	15,13	15,13	24,62	
S_i : espacement (cm)	12	12	24	24	12	12

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :** « RPA99 version 2003 »

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot 1$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,10(250)(1060)}{400} 1,4 = 1122 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 11,12 \text{ cm}^2$$

- **Aciers horizontaux .**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm.}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,10) (250) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (24,62) = 16,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,25) (1,06) = 3,97 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 16,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 8 \text{ HA12} = 18,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100,5}{8} = 12,56 \text{ cm}$$

Nous adopterons $S_t = 12 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Voile V1 :**

e=25 cm ; L=4,25m

Tableau VI.41 : Calcul des armatures du voile (V1)

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	1,06	0,265	3,6	0,954	23,85	16T14	24,62	12
	2	1,06	0,265	0,97	0,25	6,25	12T12	15,13	12
							2T10		24
	3	1,06	0,265	0,15	0,04	1	2T10	15,13	24
12T12							12		
4	1,06	0,265	2,6	0,689	17,22	16T14	24,62	12	
2 ^{ème}	1	1,06	0,265	1,9	0,5	12,5	16T12	18,09	12
	2	1,06	0,265	0,4	0,106	2,65	12T10	10,99	12
2T10							24		
3 ^{ème}	3	1,06	0,265	-0,37	/	/	/	/	/
							/		/
4 ^{ème}	1	1,06	0,265	0,7	0,185	4,63	16T10	12,56	12
	2	1,06	0,265	-0,015	/	/	/	/	/
/							/		
5 ^{ème}	3	1,06	0,265	-0,37	/	/	/	/	/
							/		/
4 ^{ème}	4	1,06	0,265	-0,162	/	/	/	/	/
	5 ^{ème}	3	1,06	0,265	-0,37	/	/	/	/
/								/	
6 ^{ème}	1	1,06	0,265	0,04	0,01	0,25	16T8	8,04	12
	2	1,06	0,265	-0,198	/	/	/	/	/
/							/		
7 ^{ème}	3	1,06	0,265	-0,067	/	/	/	/	/
							/		/
6 ^{ème}	4	1,06	0,265	0,13	0,034	0,85	16T8	8,04	12
	7 ^{ème}	3	1,06	0,265	0,11	0,029	0,725	2T8	7,03
12T8								12	
8 ^{ème}	1	1,06	0,265	0,156	0,041	1,025	16T8	8,04	12
	2	1,06	0,265	-0,078	/	/	/	/	/
							/		/
	3	1,06	0,265	0,11	0,029	0,725	2T8	7,03	24
12T8							12		
4	1,06	0,265	0,5	0,132	3,3	16T8	8,04	12	

- Voile V2 :

e=25cm ; L=3 m

Tableau VI.42 : Calcul des armatures du voile (V2).

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	1	0,25	1,9	0,47	11,75	16T12	18,09	11
	2	1	0,25	0,38	0,095	2,375	2T10	7,85	11
							6T10		21
							2T10		11
3	1	0,25	2,2	0,55	13,75	16T12	18,09	11	
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1	1	0,25	0,55	0,137	3,425	16T10	12,56	11
	2	1	0,25	-0,26	/	/	/	/	/
							/		/
							/		/
3	1	0,25	0,48	0,12	3	16T10	12,56	11	
4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	1	0,25	-0,21	/	/	/	/	/
	2	1	0,25	-0,34	/	/	/	/	/
							/		/
							/		/
3	1	0,25	-0,072	/	/	/	/	/	
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	1	0,25	0,39	0,097	2,425	16T8	8,04	11
	2	1	0,25	0,157	0,039	0,981	2T8	5,02	11
							6T8		21
							2T8		11
3	1	0,25	0,155	0,038	0,95	16T8	8,04	11	
8 ^{ème}	1	1	0,25	0,94	0,235	5,875	16T8	8,04	11
	2	1	0,25	0,52	0,13	3,25	2T8	5,02	11
							6T8		21
							2T8		11
3	1	0,25	0,39	0,097	2,425	16T8	8,04	11	

- Voile V3 :

e=25cm ; L=2 m

Tableau VI.43 : Calcul des armatures du voile (V3).

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	1	0,25	2	0,5	12,5	16T16	32,5	11
	2	1	0,25	5	1,25	31,25	16T16	32,5	11
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1	1	0,25	-0,55	/	/	/	/	/
	2	1	0,25	0,14	0,035	0,875	16T12	18,09	11
4 ^{ème} 5 ^{ème}	1	1	0,25	-0,22	/	/	/	/	/
	2	1	0,25	0,35	0,0875	2,18	16T10	12,56	11
6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	1	0,25	0,114	0,0285	0,71	16T8	8,04	11
	2	1	0,25	0,6	0,15	3,75	16T8	8,04	11
8 ^{ème}	1	1	0,25	0,56	0,14	3,5	16T8	8,04	11
	2	1	0,25	0,46	0,115	2,875	16T8	8,04	11

- Voile V4 :

e=25cm ; L=2 m.

Tableau VI.44 : Calcul des armatures du voile (V4).

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	1	0,25	4,7	1,17	29,25	16T16	32,5	11
	2	1	0,25	2,7	0,675	16,875	16T16	32,5	11
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1	1	0,25	0,77	0,1925	4,8125	16T12	18,09	11
	2	1	0,25	0,43	0,1075	2,6875	16T12	18,09	11
4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	1	0,25	0,72	0,18	4,5	16T10	12,56	11
	2	1	0,25	0,41	0,1025	2,5625	16T10	12,56	11
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	1	0,25	0,82	0,205	5,125	16T8	8,04	11
	2	1	0,25	0,56	0,14	3,5	16T8	8,04	11
8 ^{ème}	1	1	0,25	0,59	0,1475	3,6875	16T8	8,04	11
	2	1	0,25	0,47	0,1175	2,9375	16T8	8,04	11

- Voile V5 :

e=25cm ; L=2 m

Tableau VI.45 : Calcul des armatures du voile (V5)

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	1	0,25	2,5	0,62	15,5	16T16	32,5	11
	2	1	0,25	5,18	1,29	32,25	16T16	32,5	11
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1	1	0,25	-0,57	/	/	/	/	/
	2	1	0,25	0,2	0,05	1,25	16T12	18,09	11
4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	1	0,25	-0,34	/	/	/	/	/
	2	1	0,25	0,41	0,102	2,56	16T10	12,56	11
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	1	0,25	0,054	0,013	0,33	16T8	8,04	11
	2	1	0,25	0,57	0,142	3,56	16T8	8,04	11
8 ^{ème}	1	1	0,25	0,32	0,08	2	16T8	8,04	11
	2	1	0,25	0,55	0,137	3,43	16T8	8,04	11

- **Voile V6 :**

e=25cm ; L=1 m

Tableau VI.46 : Calcul des armatures du voile (V6).

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{ère}	1	1	0,25	3	0,75	18,75	14T14	21,54	14
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1	1	0,25	0,113	0,028	0,71	14T12	15,83	14
4 ^{ème} 5 ^{ème}	1	1	0,25	0,38	0,095	2,375	14T10	10,99	14
6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	1	0,25	0,63	0,1575	3,937	14T8	7,03	14
8 ^{ème}	1	1	0,25	0,47	0,1175	2,9375	14T8	7,03	14

- **Voile V7 :**

e=25cm ; L=1 m

Tableau VI.47 : Calcul des armatures du voile (V7).

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{ère}	1	1	0,25	2	0,5	12,5	16T10	12,56	12
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1	1	0,25	-0,32	/	/	/	/	/
4 ^{ème} 5 ^{ème}	1	1	0,25	0,1	0,025	0,625	16T8	8,04	12
6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	1	0,25	0,4	0,1	2,5	16T8	8,04	12
8 ^{ème}	1	1	0,25	0,48	0,12	3	16T8	8,04	12

- Voile V8 :

e=25cm ; L=1 m

Tableau VI.48 : Calcul des armatures du voile (V8)

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{ère}	1	1	0,25	0,63	0,157	3,94	6T10	10,99	11
							2T10		20
							6T10		11
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1	1	0,25	-0,11	/	/	/	/	/
							/		/
							/		/
4 ^{ème} 5 ^{ème}	1	1	0,25	-0,16	/	/	/	/	/
							/		/
							/		/
6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	1	0,25	-0,02	/	/	/	/	/
							/		/
							/		/
8 ^{ème}	1	1	0,25	0,41	0,102	2,55	6T8	7,03	11
							2T8		20
							6T8		11

- Voile V9 :

e=25cm ; L=1 m

Tableau VI.49 : Calcul des armatures du voile (V9)

Etages	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC 1 ^{ère}	1	1	0,25	2,8	0,7	17,5	16T12	18,09	12
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1	1	0,25	0,168	0,042	1,05	16T10	12,56	12
4 ^{ème} 5 ^{ème}	1	1	0,25	0,185	0,046	1,15	16T8	8,04	12
6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	1	0,25	0,41	0,1	2,56	16T8	8,04	12
8 ^{ème}	1	1	0,25	0,39	0,097	2,43	16T8	8,04	12

a. Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Tableau VI.50 : Calcul des aciers de couture des voiles.

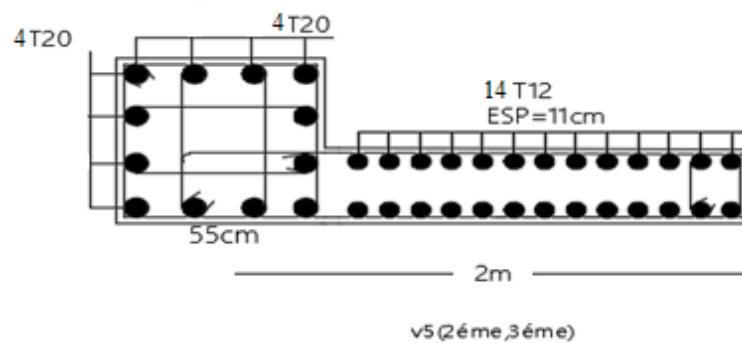
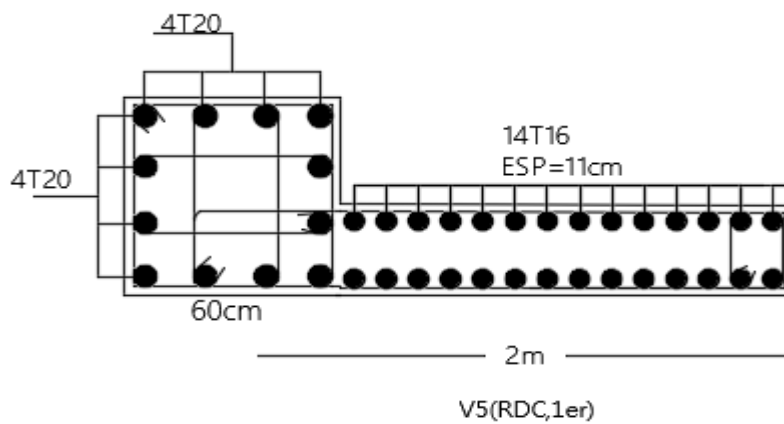
Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_T (cm)
V1 L_i=1,06m	RDC-1 ^{ère}	1,1	11,22	2 x 5T12	11,3	20
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,04	10,61	2 x 5T12	11,3	20
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,72	7,34	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,44	4,48	2 x 5T8	5,02	20
	8 ^{ème}	0,24	2,44	2 x 5T8	5,02	20
V2 L_i=1 m	RDC-1 ^{ère}	0,93	8,95	2 x 5T12	11,3	20
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,71	6,83	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,5	4,81	2 x 5T8	5,02	20
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,47	4,52	2 x 5T8	5,02	20
	8 ^{ème}	0,48	4,62	2 x 5T8	5,02	20
V3 L_i=1 m	RDC-1 ^{ère}	1,8	17,32	2 x 6T14	18,46	15
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,86	8,27	2 x 6T10	9,42	15
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,77	7,41	2 x 6T10	9,42	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,66	6,35	2 x 6T10	9,42	15
	8 ^{ème}	0,52	5,05	2 x 6T8	6,03	15
V4 L_i=1 m	RDC-1 ^{ère}	1,4	13,47	2 x 6T12	13,56	15
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,87	8,37	2 x 6T10	9,42	15
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,71	6,83	2 x 6T10	9,42	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,57	5,48	2 x 6T8	6,03	15
	8 ^{ème}	0,44	4,23	2 x 6T8	6,03	15
V5 L_i=1 m	RDC-1 ^{ère}	2,2	21,17	2 x 7T14	21,54	14
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,85	8,18	2 x 7T10	10,99	14
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,77	7,41	2 x 7T10	10,99	14
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,7	6,73	2 x 7T8	7,03	14
	8 ^{ème}	0,41	3,94	2 x 7T8	7,03	14
V6 L_i=1 m	RDC-1 ^{ère}	2	19,25	2 x 7T14	21,54	14
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,8	17,32	2 x 7T14	21,54	14
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,6	15,4	2 x 7T12	15,83	14
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,1	10,58	2 x 7T10	10,99	14
	8 ^{ème}	0,92	8,55	2 x 7T10	10,99	14
V7 L_i=1 m	RDC-1 ^{ère}	0,91	8,75	2 x 5T12	11,3	20
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,7	6,73	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,71	6,83	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,58	5,58	2 x 5T10	7,85	20
	8 ^{ème}	0,53	5,01	2 x 5T8	5,02	20
V8 L_i=1 m	RDC-1 ^{ère}	0,5	4,81	2 x 6T10	9,42	15
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,69	6,64	2 x 6T10	9,42	15
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,84	8,08	2 x 6T10	9,42	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,85	8,18	2 x 6T10	9,42	15
	8 ^{ème}	0,94	9,04	2 x 6T10	9,42	15
V9 L_i=1 m	RDC-1 ^{ère}	1,7	16,36	2 x 6T14	18,46	15
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,3	12,51	2 x 6T12	13,56	15
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,1	10,58	2 x 6T12	13,56	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,82	7,89	2 x 6T10	9,42	15
	8 ^{ème}	0,56	5,39	2 x 6T8	6,03	15

b. Aciers horizontaux :

Tableau VI.51 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC	1,1	4,51	16,41	3,97	16,41	2x8T12	18,09	12
	1 ^{ér}	1,05	4,3	16,41	3,97	16,41	2x8T12	18,09	10
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,04	4,26	12,06	3,97	12,06	2x8T10	12,56	10
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,72	2,95	8,37	3,97	8,37	2x8T10	9,42	10
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,44	1,8	5,36	3,97	5,36	2x6T8	6,03	10
	8 ^{ème}	0,24	0,98	5,36	3,97	5,36	2x6T8	6,03	10
V2	RDC	0,93	3,81	12,06	3,75	12,06	2x8T10	12,56	18
	1 ^{ér}	0,91	3,73	12,06	3,75	12,06	2x8T10	12,56	10
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,71	2,91	8,37	3,75	8,37	2x6T10	9,42	15
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,5	2,05	5,36	3,75	5,36	2x6T8	6,03	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,47	1,92	5,36	3,75	5,36	2x6T8	6,03	15
	8 ^{ème}	0,48	1,96	5,36	3,75	5,36	2x6T8	6,03	15
V3	RDC	1,8	7,38	21,66	3,75	21,66	2x10T12	22,61	20
	1 ^{ér}	0,98	4,01	21,66	3,75	21,66	2x10T12	22,61	13
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,86	3,52	12,06	3,75	12,06	2x9T10	14,13	15
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,77	3,15	8,37	3,75	8,37	2x9T8	9,04	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,66	2,7	5,36	3,75	5,36	2x7T8	7,03	20
	8 ^{ème}	0,52	2,13	5,36	3,75	5,36	2x7T8	7,03	20
V4	RDC	1,4	5,74	21,66	3,75	21,66	2x10T12	22,61	20
	1 ^{ér}	0,91	3,73	21,66	3,75	21,66	2x10T12	22,61	13
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,87	3,56	12,06	3,75	12,06	2x9T10	14,13	15
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,71	2,91	8,37	3,75	8,37	2x9T8	9,04	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,57	2,33	5,36	3,75	5,36	2x7T8	7,03	20
	8 ^{ème}	0,44	1,8	5,36	3,75	5,36	2x7T8	7,03	20
V5	RDC	2,2	9,02	21,66	3,75	21,66	2x10T12	22,61	20
	1 ^{ér}	1,1	4,51	21,66	3,75	21,66	2x10T12	22,61	13
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,85	3,48	12,06	3,75	12,06	2x9T10	14,13	15
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,77	3,15	8,37	3,75	8,37	2x9T8	9,04	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,7	2,87	5,36	3,75	5,36	2x7T8	7,03	20
	8 ^{ème}	0,41	1,68	5,36	3,75	5,36	2x7T8	7,03	20
V6	RDC	2	8,2	14,36	3,75	14,36	2x15T8	15,07	25
	1 ^{ér}	1,78	7,3	14,36	3,75	14,36	2x10T10	15,7	25
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,8	7,38	10,55	3,75	10,55	2x12T8	12,06	20
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,6	6,56	7,32	3,75	7,32	2x10T8	10,05	25
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,1	4,51	4,68	3,75	4,68	2x10T8	10,05	25
	8 ^{ème}	0,92	3,77	4,68	3,75	4,68	2x10T8	10,05	25

V7	RDC	0,91	3,73	8,37	3,75	8,37	2x15T8	15,07	25
	1 ^{er}	0,71	2,91	8,37	3,75	8,37	2x10T8	10,05	25
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,7	2,91	5,36	3,75	5,36	2x10T8	10,05	25
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,71	2,91	5,36	3,75	5,36	2x10T8	10,05	25
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,58	2,37	5,36	3,75	5,36	2x10T8	10,05	25
	8 ^{ème}	0,53	2,17	5,36	3,75	5,36	2x10T8	10,05	25
V8	RDC	0,5	2,05	7,33	3,75	7,33	2x15T8	15,07	25
	1 ^{er}	0,5	2,05	7,33	3,75	7,33	2x10T8	10,05	25
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	0,69	2,83	4,68	3,75	4,68	2x10T8	10,05	25
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,84	3,44	4,68	3,75	4,68	2x10T8	10,05	25
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,85	3,48	4,68	3,75	4,68	2x10T8	10,05	25
	8 ^{ème}	0,94	3,85	4,68	3,75	4,68	2x10T8	10,05	25
V9	RDC	1,7	6,97	12,06	3,75	12,06	2x15T8	15,07	25
	1 ^{er}	1,4	5,74	12,06	3,75	12,06	2x10T10	15,7	25
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,3	5,33	8,37	3,75	8,37	2x12T8	12,06	20
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,1	4,51	5,36	3,75	5,36	2x10T8	10,05	25
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,82	3,36	5,36	3,75	5,36	2x10T8	10,05	25
	8 ^{ème}	0,56	2,29	5,36	3,75	5,36	2x10T8	10,05	25



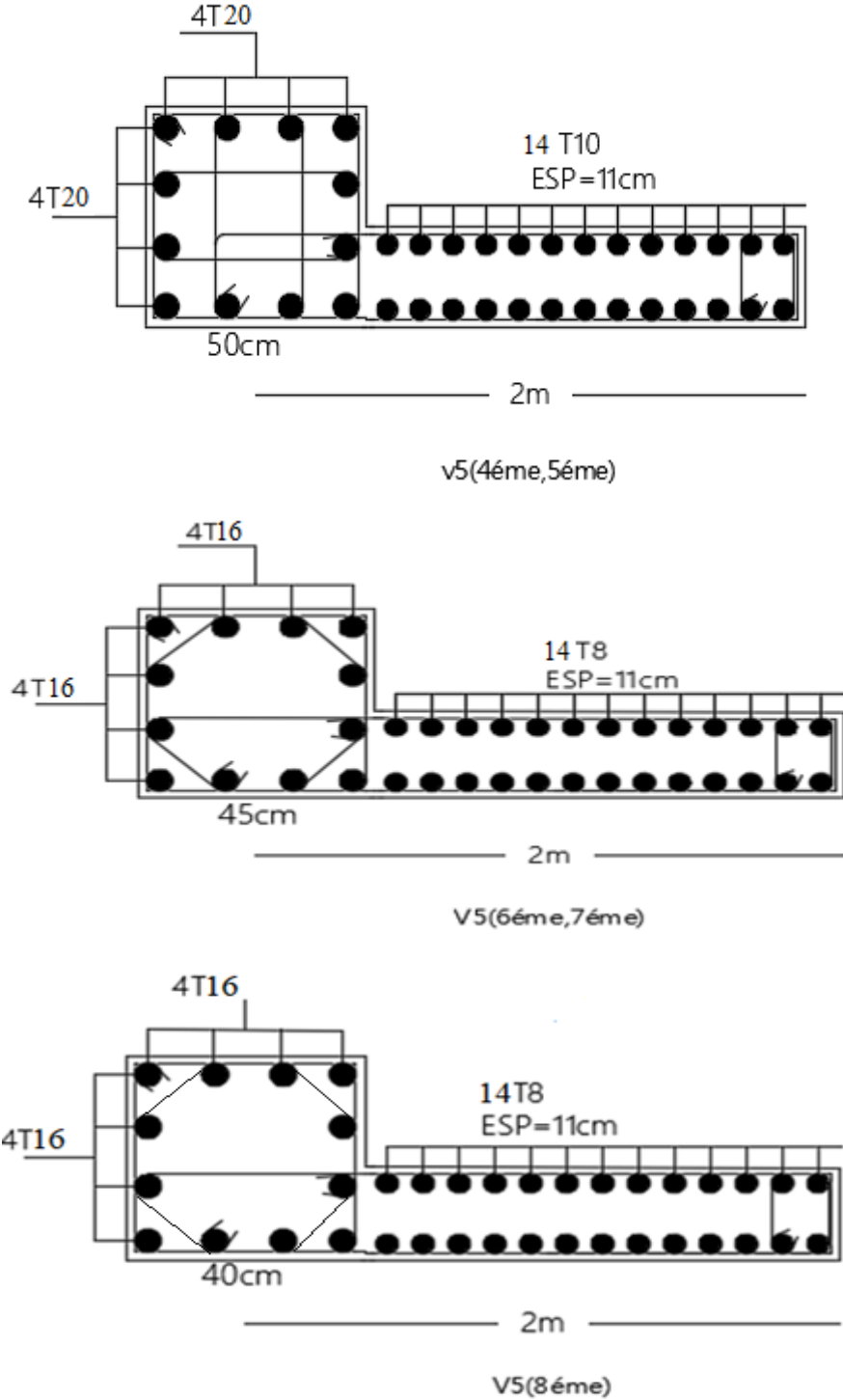
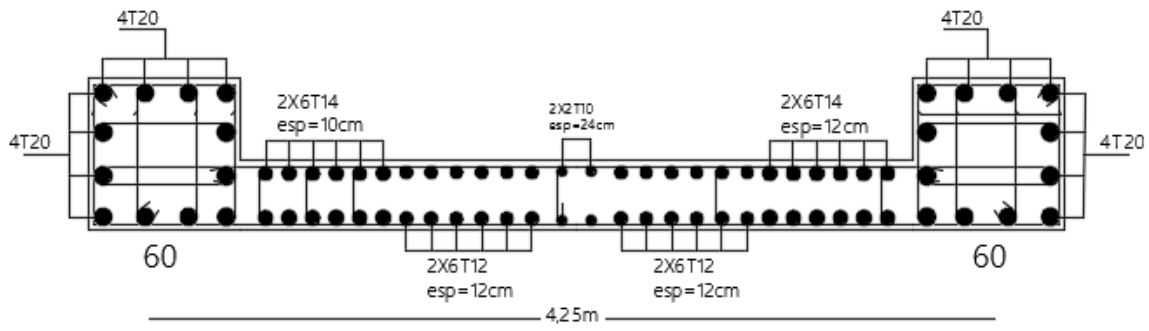
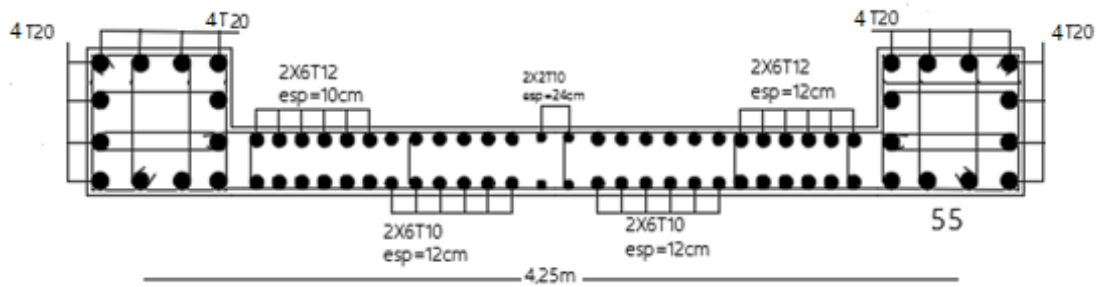


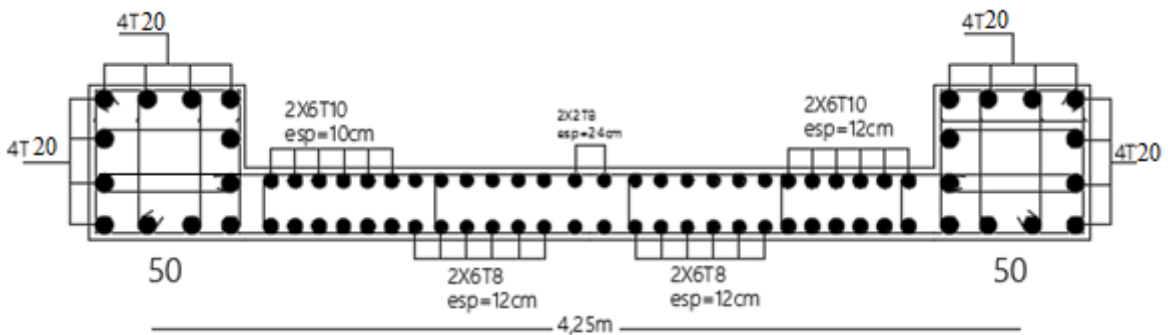
Figure V.10 : Ferraillage Voile 5.



V1(RDC,1er)



V1(2ème,3ème)



V1(4ème,5ème)

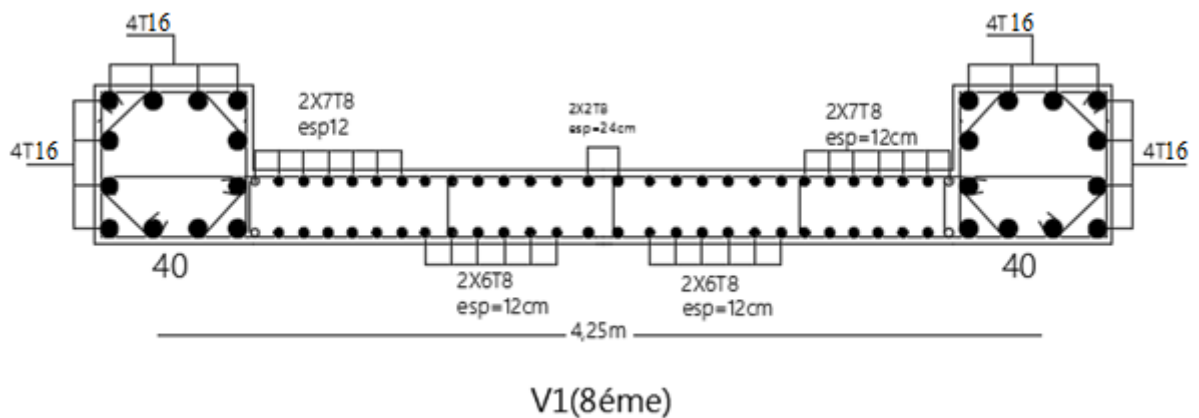
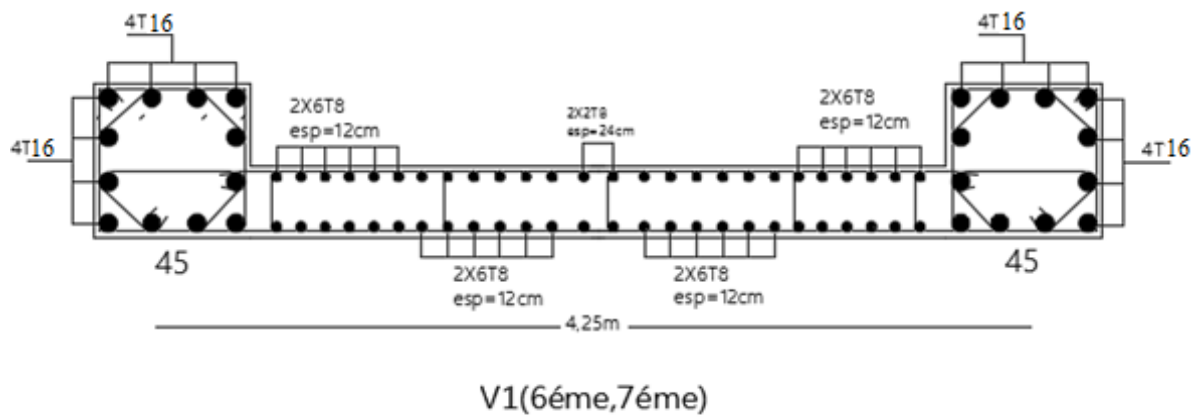


Figure V.11 : Ferrailage Voile 1

VI.5 Conclusion

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles dépend des résultats finaux de l'étude dynamique (efforts exercés sur les poteaux, poutre et voile extrait à partir du logiciel sap2000) et des différentes conditions de résistance qui doivent impérativement être prise en compte. pour le bon comportement et la durabilité des matériaux (béton, armature) en se basant sur les règlement **RPA99** et **BAEL99**.

VII.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.

De plus, des considérations d'ordre économique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

VII.2 Fonctions assurée 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 résultante, dû 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, 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.

VII.3 Classification des fondations

Fonder 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 (semelles isolées, filantes 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).

VII.4 Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VII.5 Calcul des fondations

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

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$.

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2$ bar .

$S_{néc}$: Surface de la fondation.

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

VII.6 Choix de type de semelle

VII.6.1 Semelles isolées :

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

$$N = 2348,29 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{2348,29}{200} \Rightarrow S = 11,74 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{11,74} = 3,42 \text{ m} \Rightarrow A = 3,5 \text{ m}$$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,50 \times A$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximum de la semelle ($A=3,5$ m).

On a $L_{\min} = 2,29 < 1,50 \times A = 5,25$ non vérifié

Remarque :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.6.2 Semelles filante

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux, et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres, de façon à ce que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface, dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

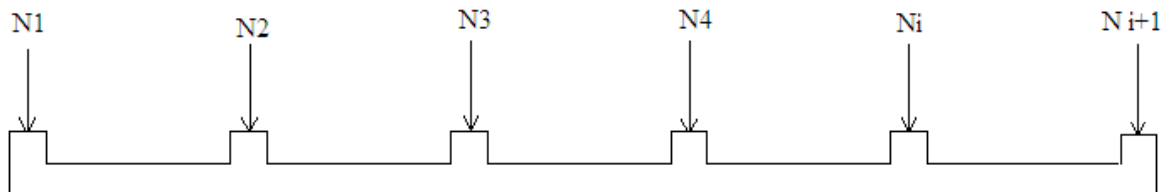


Figure VII.1 : Semelle filante.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	16655,28	83,27	45,6	1,82	2
2	15400,26	77	38,98	1,97	2
3	12436,51	62,18	34,54	1,8	2
4	9730,98	48,65	26,04	1,86	2
A	4353,91	21,76	11,47	1,89	2
B	4979,73	24,89	11,47	2,17	2,5
C	5421,10	27,10	11,47	2,36	2,5
D	6454,92	32,27	11,47	2,81	3
E	5742,82	28,71	7,22	3,97	4
F	9056,72	45,28	13,26	3,41	3,5
G	9083,63	45,41	13,26	3,42	3,5
H	5150,37	25,75	7,22	3,56	4
I	6442,29	32,21	11,47	2,8	3
J	5258,45	26,29	11,47	2,29	2,5
K	4195,64	20,97	11,47	1,82	2
L	4210,98	21,05	11,47	1,83	2

Vérification de la mécanique de sol :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2 \times B$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a $L_{\min} = 2,29 \text{ m} < 2 \times B = 8 \text{ m}$ non vérifié.

Remarque :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise, c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque paire de files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VII.6.3 Radier général

VII.6.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

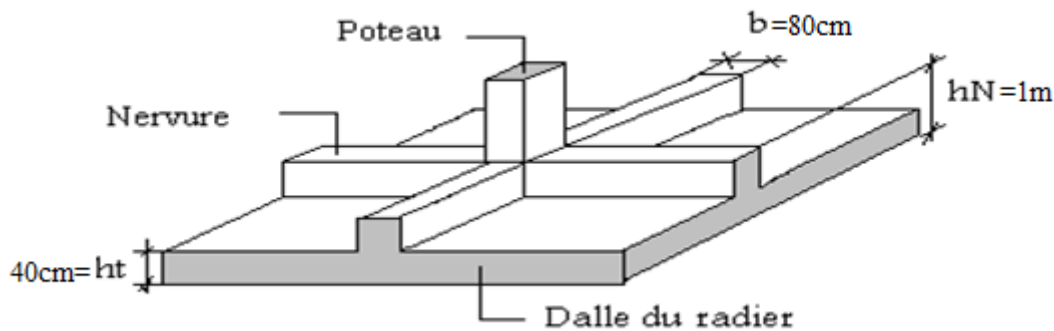


Figure VII.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.6.3.2 Surface nécessaire :

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.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 6326204 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

On trouve : $S \geq 316,31 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 424,74 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{316,31}{424,74} = 74,47\% > 50\%$$

Donc la surface totale du radier est $424,74 \text{ m}^2$.

VII.6.3.3 Pré dimensionnement de radier

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec :}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,6m$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 28cm$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 30cm$$

b. Condition de cisaillement : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 86458,65 \text{ kN}$$

$$L = 5,6 \text{ ; } b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 25,3cm$$

$$\Rightarrow h \geq 25,3cm$$

Remarque :

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2 ; \dots) = 30 \text{ cm .}$$

Pour des raisons constructif on adopte $h = 40 \text{ cm}$.

2. Nervures :**a. Condition de coffrage :**

$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$ donc on adopterons $b=80$ cm.

b. La hauteur de nervure :**b.1 Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

On a : $L_{\max} = 5,6$ m $\Rightarrow 37,33$ cm $< h_N < 56$ cm

On prend : $h_{n1} = 50$ cm.

b.2 Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec:

E: Module de Young ($E=20000$ MPa).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

$a=0,6$ Largeur de poteau.

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4\text{Kg/cm}^3$

Application numérique :

On veut que : $\left(\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}} \right)$ or :

$a = 60$ cm (largeur du poteau)

$L_{\text{entre axe}} = 5,6 \text{ m}$

$\Rightarrow L_e = ?$

A partir de la formule (2) on calcule la valeur de 'h' :

On aura : $h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$

AN:

$K = 4[\text{kg/cm}^3]$

$L_{\text{max}} = 5,60\text{m}$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times \left(\frac{2 \times 5600}{\pi}\right)^4}{20000}} = h_2 \geq 99,03 \text{ cm}$$

$\Rightarrow h_2 = 100 \text{ cm}$

b.3 Condition de poinçonnement :

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_u \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2894,73 \text{ kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b)+2h]$)

a, b : Dimensions du poteau du sous-sol (60×60).

$$N_u \leq 0,045 \times (4a+4h) \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h_{n3} \geq 72,7 \text{ cm}$$

Nous adopterons : $h_{n3} = 75 \text{ cm}$.

D'où : $h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3})$.

$\Rightarrow h_N = 100 \text{ cm}$ (sens x-x).

$\Rightarrow h_N = 100 \text{ cm}$ (sens y-y).

Le choix final

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 80\text{cm} \end{cases}$

VII.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 18,33\text{m} \\ Y_G = 11,02\text{m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 64297,174 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 184055 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VII.6.3.5 Vérifications Nécessaires :

VII.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)[2]**, 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 du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

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 xx :

$$B_X = 45,6 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_X}{4} = 11,4 \text{ m}$$

Suivant le sens yy :

$$B_Y = 11,47 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_Y}{4} = 2,86 \text{ m}$$

Sens x-x

$$M_0 = 72053,81 \text{ KN.m} ; V_0 = 5899,674 \text{ KN} ; h = 4,4 \text{ m.}$$

Donc :

$$M_R = 98012,37 \text{ KN.m}$$

$$N_u(\text{superstructure}) = 71098,69 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{ser}}(\text{superstructure}) = 52001 \text{ KN.}$$

Donc:

$$N_u(\text{structure}) = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{infrastructure}) = 81374,702 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{ser}}(\text{structure}) = N_{\text{ser}}(\text{superstructure}) + N_{\text{ser}}(\text{infrastructure}) = 59612,86 \text{ KN.}$$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{98012,37}{59612,86} = 1,64 \leq \frac{B}{4} = 11,4 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 137360,123 \text{ KN.m} ; V_0 = 5413,08 \text{ KN} ; h = 4,4 \text{ m.}$$

Donc:

$$M_R = 161177,67 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{161177,67}{59612,86} = 2,7 \leq \frac{B}{4} = 2,86 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Remarque :

La condition est vérifiée, donc le bâtiment est stable.

VII.6.3.5.2 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 : $\sigma_{sol}=2$ bars.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{59612,86}{427,74} = 139,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 139,36 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) .

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

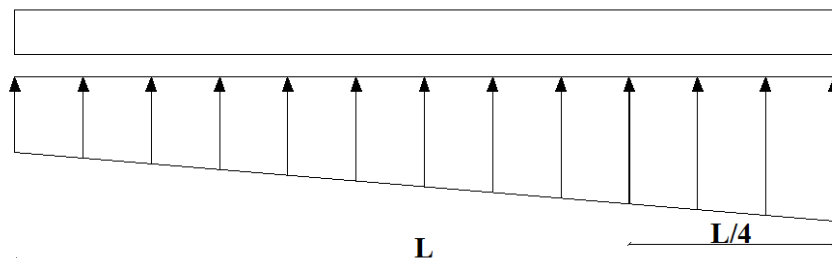


Figure VII.3 : Contraintes sous le radier.

ELU:

$$N_u = 81374,702 \text{ KN.}$$

$$M_x = 98012,37 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 161177,675 \text{ kN.m}$$

$$S_r = 427,74 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	219,52	163,64	205,55
Sens y-y	201,23	181,93	196,405
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Remarque :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

ELS:

$$N_{ser} = 59612,86 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 .$$

Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	168,29	112,4	154,31
Sens y-y	150	130,07	145,01
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Remarque :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 205,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 154,31 \text{ kN/m}^2$$

VII.6.3.6 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.

a. Ferrailage de la dalle du radier :

- Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 205,55 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1\text{m} = 154,31 \text{ kN/m}$$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 03 cotés.

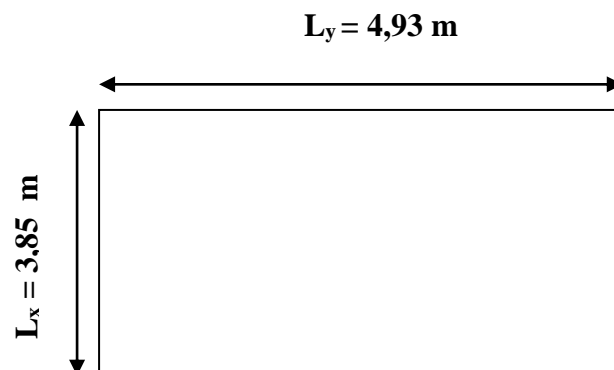


Figure VII.4 : Panneau de la dalle du radier.

a.2 Calcul des moments :

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

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99".

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 177,93 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 99,78 \text{ kNm}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 151,24 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 74,83 \text{ kNm.}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 53,37 \text{ kNm.}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 88,96 \text{ kNm.}$$

C. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $d=36\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	151,24	0,08	0,1	34,56	12,36	8T16	16,08	12
	y-y	74,83	0,04	0,051	35,26	5,99	7T16	14,07	14
Appuis	x-x	53,37	0,028	0,035	35,43	4,25	7T14	10,77	15
	y-y	88,96	0,047	0,06	35,13	7,15	7T14	10,77	15

c.3 Vérifications nécessaires :**- Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34.cm^2$$

$$A_{s \min} = 4,34cm^2 < A_{s \text{ adopté}} = 10,77cm^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :**Tableau VII.5 : Vérification des contraintes.**

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	123,61	16,08	6,97	15	237,61	201,63	NON
	y-y	74,61	14,07	4,42	15	163,3	201,63	OK
Appuis	x-x	43,62	10,77	2,86	15	123,3	201,63	OK
	y-y	72,71	10,77	4,77	15	205,5	201,63	NON

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	123,61	10T16	20,10	10	6,44	15	192,6	201,63	Oui
	y-y	74,61	7T16	14,07	14	4,42	15	163,3	201,63	Oui
Appuis	x-x	43,62	7T14	10,77	15	2,86	15	123,3	201,63	Oui
	y-y	72,71	8T14	12,31	12	4,53	15	180,8	201,63	Oui

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{201,82 \times 4,93}{2} = 497,48\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{497,48 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 1,38\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

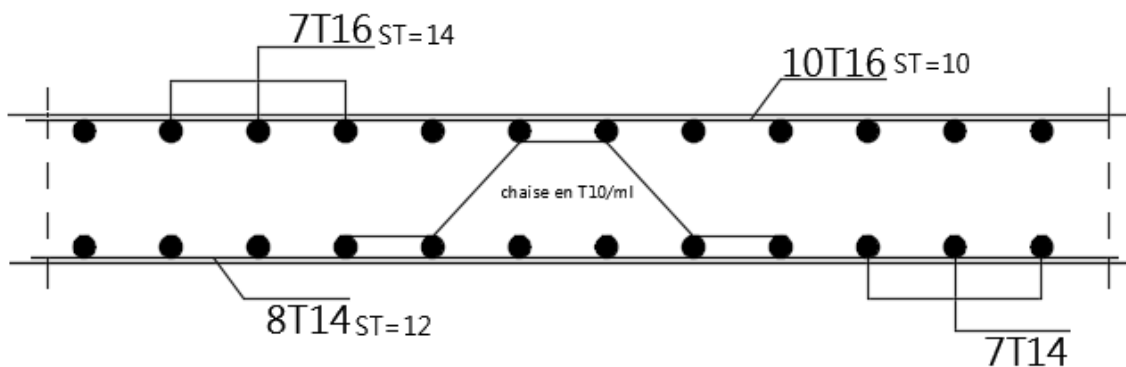


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage du radier.

b. Ferrailage des nervures :**b.1 Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «**BAEL91 modifier 99**» [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b.2 Calcul des armatures :

$b=80\text{ cm}$; $h=100\text{ cm}$; $d=90\text{ cm}$.

- **Sens porteur :** $L=5,6\text{ m}$; $q=205,55\text{ kN/ml}$.

Tableau VII.7 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	684,89	0,073	0,094	86,61	22,34	7T20+7T16	36,05
Appuis	402,87	0,043	0,054	88,05	12,92	7T16+2T14	17,14

- **Sens non porteur :** $L=4,25$ m ; $q=205,55$ kN/ml.

Tableau VII.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	394,47	0,042	0,053	88,09	12,65	7T16+2T14	17,14
Appuis	232,04	0,024	0,03	88,92	7,37	7T14	10,77

b.3 Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,69\text{cm}^2 < 10,77\text{cm}^2 .$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :**Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS .**

Sens	Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	502,93	36,05	4,9	15	162,4	201,6	Oui
	Appuis	295,84	17,14	3,82	15	194,9	201,6	Oui
Non porteur	Travée	289,67	17,14	3,75	15	190,8	201,6	Oui
	Appuis	170,39	10,77	2,67	15	176	201,6	Oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{201,82 \times 5,6}{2} = 565,09\text{kN}$

$$\tau_u = \frac{565,09 \times 10^3}{800 \times 900} = 0,78\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :**• BAEL 91 modifié 99 [1]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e}$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

• RPA99 version 2003 [2]

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonecourante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{ cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0,45\text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=80\text{cm}$; $d=90\text{cm}$.

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Tableau VII.10 : choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St(cm)	Φ_t (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	80x100	courante	20	10	4,55	6T10	4,71
		nodale	15		3,6	6T10	4,71

1. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=100 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : $A_p = 3T12$.

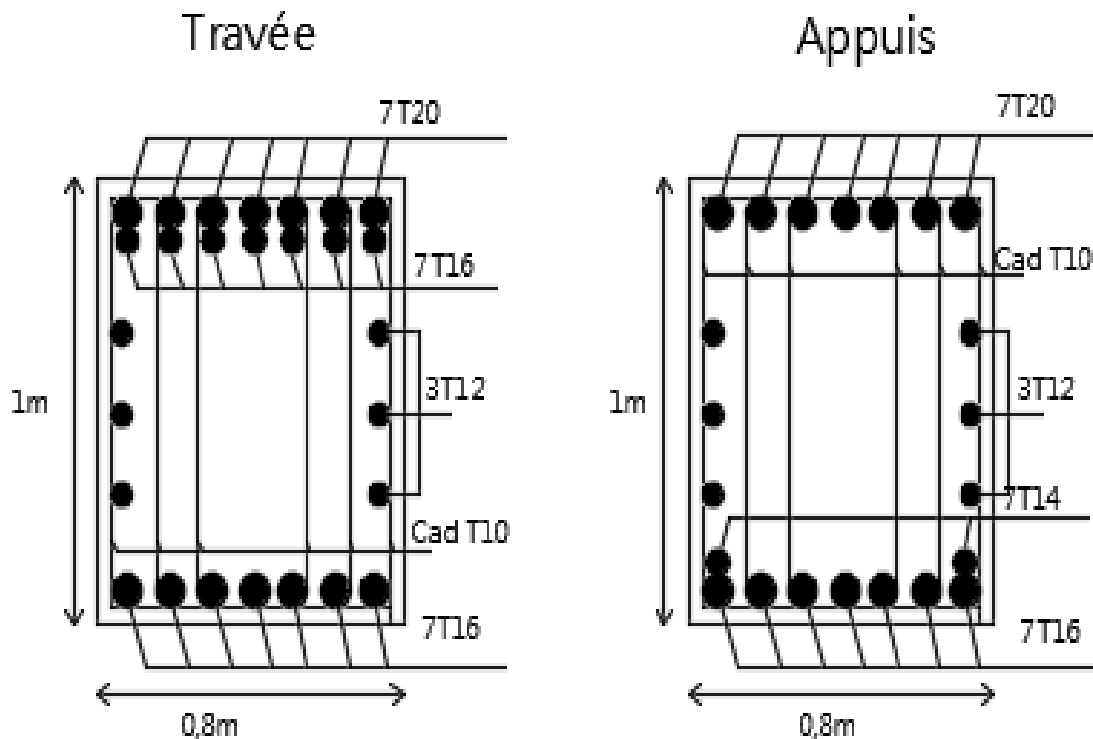


Figure VII.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).

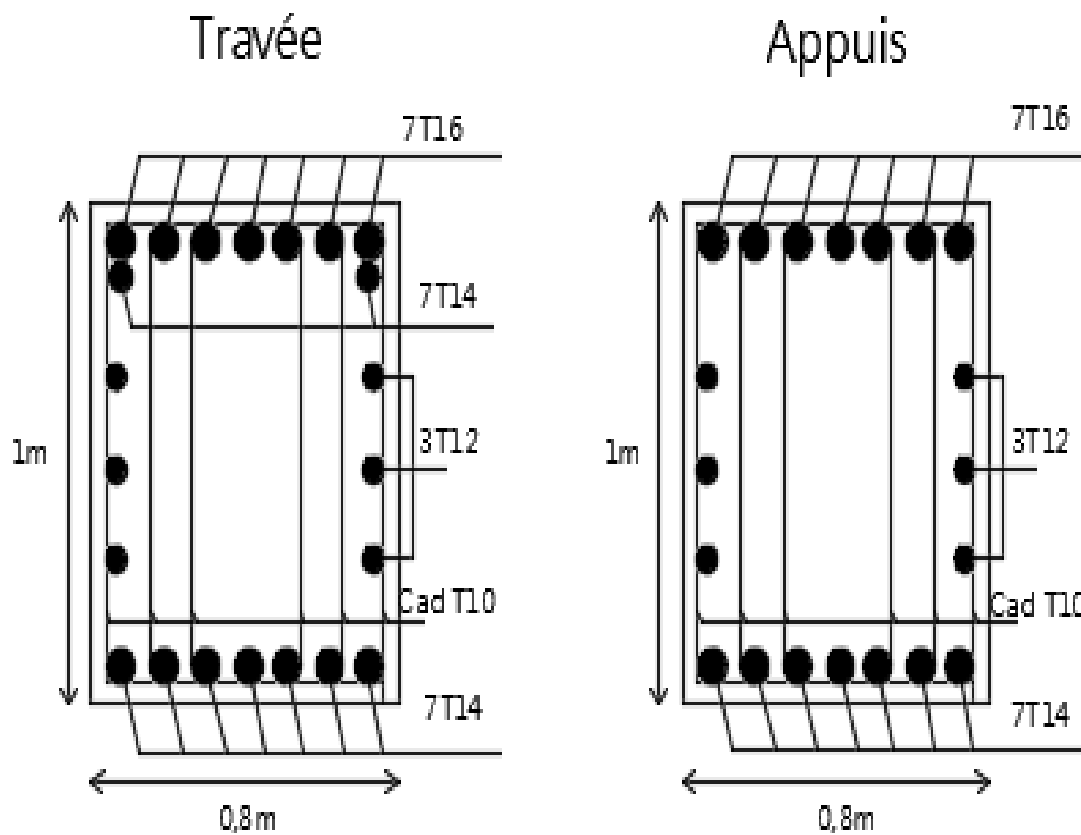


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).

VII.7 Voile périphérique :

VII.7.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

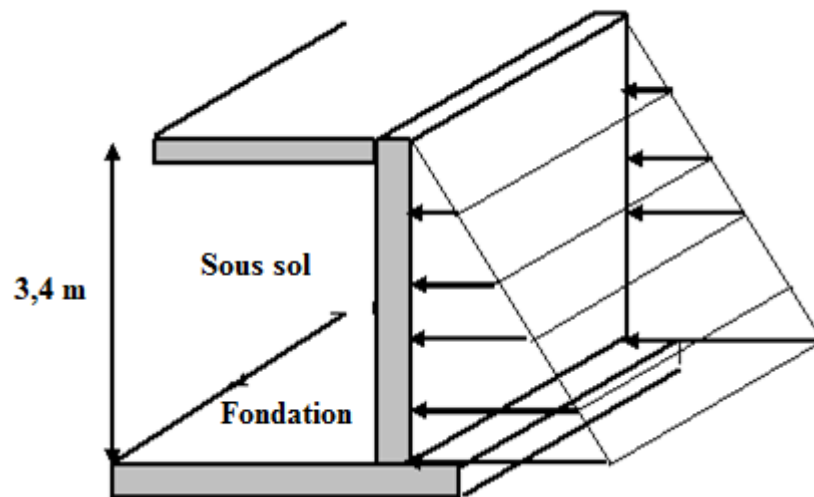


Figure VII.8 : Evaluation des charges.

VII.7.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$.
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VII.7.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère donc le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=3,4\text{m}$; $L_y=5,6\text{m}$; $e =25\text{ cm}$.



Figure VII.9 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma =20,5\text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26,69^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,380$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 26,48\text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 26,48 = 35,75\text{ kN/ml}$$

VII.7.4 Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{5,6} = 0,60 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire .

$$\rho = 0,60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 33,97 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10,01 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 28,88 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,51 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 16,98 \text{ kNm}$$

VII.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	26,74	0,04	0,05	22,05	2,98	7T10	5,5	15
	y-y	8,13	0,011	0,013	22,38	1,09	7T10	5,5	15
Appuis	x-x	16,23	0,028	0,035	22,18	2,19	7T10	5,5	15
	y-y								

VII.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

VII.7.7 Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

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

$h=e=25 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,4}{5,6} \right) \frac{100 \times 25}{2} = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 5,5 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 2,5 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,5 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 5,5 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 2,5 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,5 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

VII.7.8 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{35,75 \times 3,4 \times 5,6}{2 \times 3,4 + 5,6} = 54,90 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 40,52 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 54,90 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{54,90 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,24 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VII.7.9 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$Q_{\text{ser}} = Q1 = 26,48 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 26,63 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 12,44 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 22,63 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 10,57 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_{xy} = 13,31 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.12 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	22,63	5,5	4,08	15	198,61	201,63	OK
	y-y	10,57	5,5	1,9	15	92,49	201,63	OK
Appuis	x-x	13,31	5,5	2,4	15	116,83	201,63	OK
	y-y							

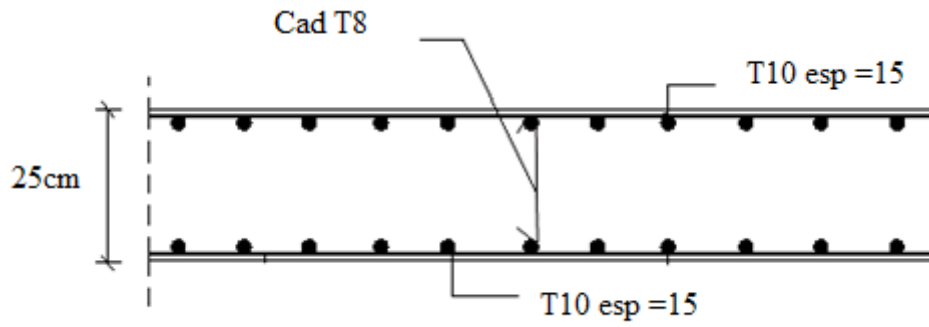


Figure VII.10 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

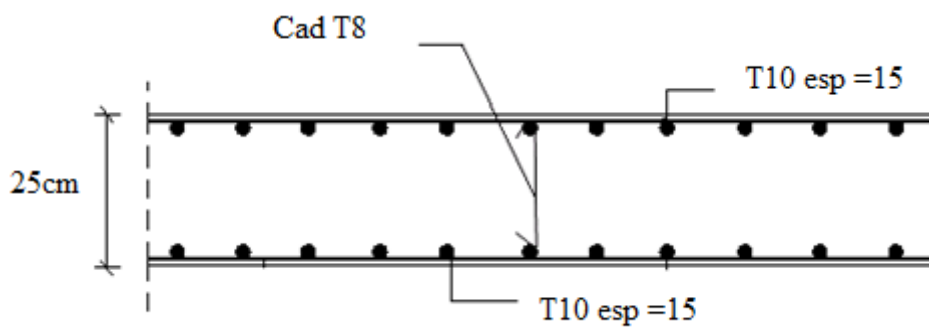


Figure VII.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

VII.8 Conclusion

L'étude des fondations consiste à dimensionner et ferrailer l'élément d'infrastructure à partir des différents conditions qui doivent être respecté pour garantir la résistance des éléments de l'infrastructure et assurer la stabilité de la structure.

Nos calculs nous ont amené à opter pour une utilisation du radier nervuré de 40cm d'épaisseur et de nervure de dimension $h=100\text{cm}$ et $b=80\text{cm}$.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment d'habitation (R+9) avec un RDC (commerce), un premier étage de service, une terrasse inaccessible et un sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles- portique).

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation universitaire, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- un pré-dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent. C'est une étape préliminaire qui a pour but de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement **RPA99 v.2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural, contrairement au vent, l'étude de ce dernier nous a amené à négliger la sollicitation du vent
- L'analyse tri-dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le **SAP2000** dont le but est de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Cette structure possède une forme qui n'est pas ordinaire, ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures telles que l'effort sismique.
- Cette analyse nous a amené vers la conception d'un bâtiment à contreventement mixte (voiles + portiques) et nous a permis de déduire les éléments de réduction pour le bon ferrailage des éléments résistants.

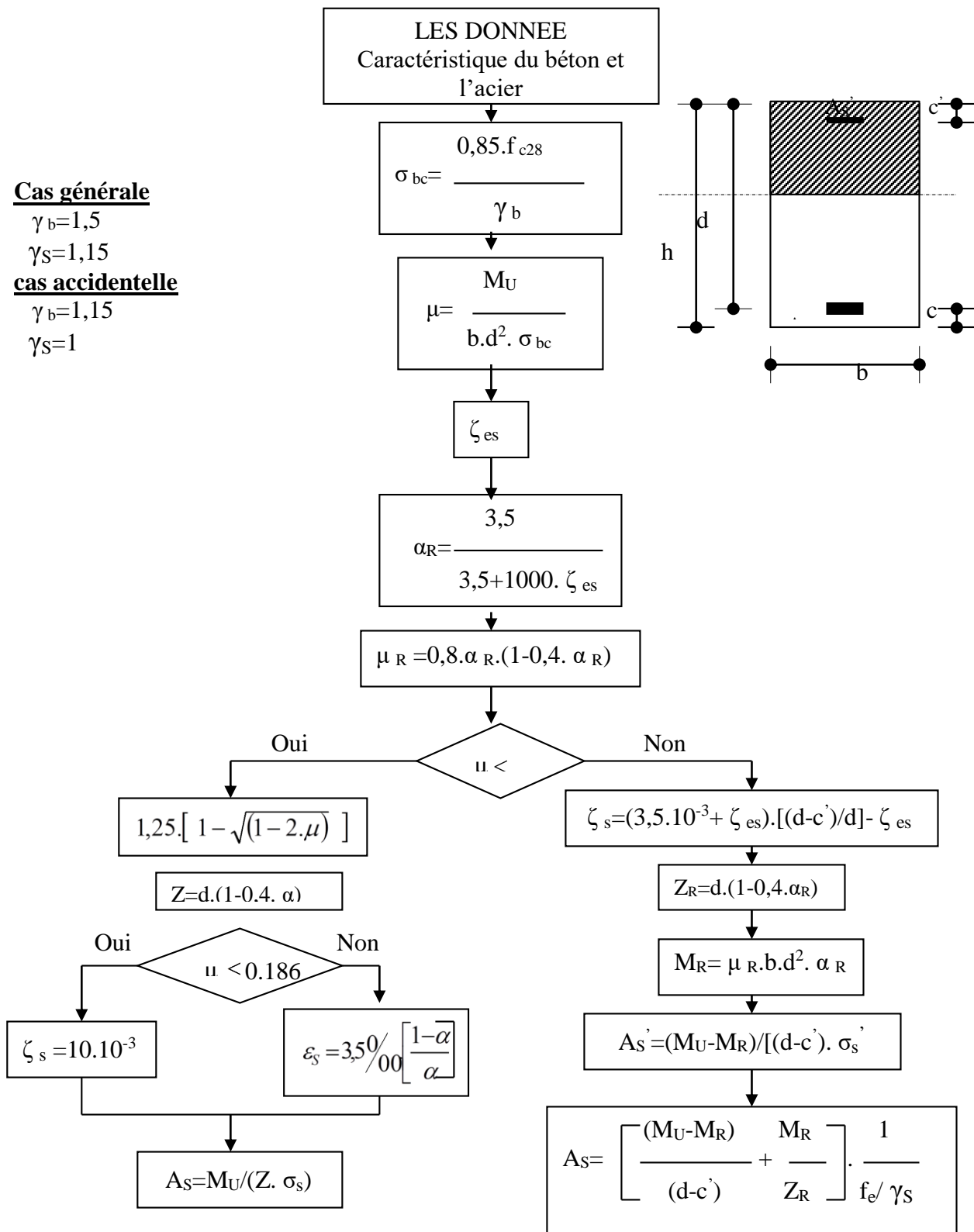
- Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99** et **BAEL99**. En utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul et avoir un gain de temps.
- Le ferrailage des voiles a été fait suivant une méthode qui est basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **SAP2000** nous a permis de visualiser ces derniers et ainsi connaître leur nature et l'acuité qui a été très utile dans notre cas.
- Concernant l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu la surface de cette dernière qui est très importante. Son prédimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes (réaction du sol sous les nervures).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale, sécuritaires et économique.

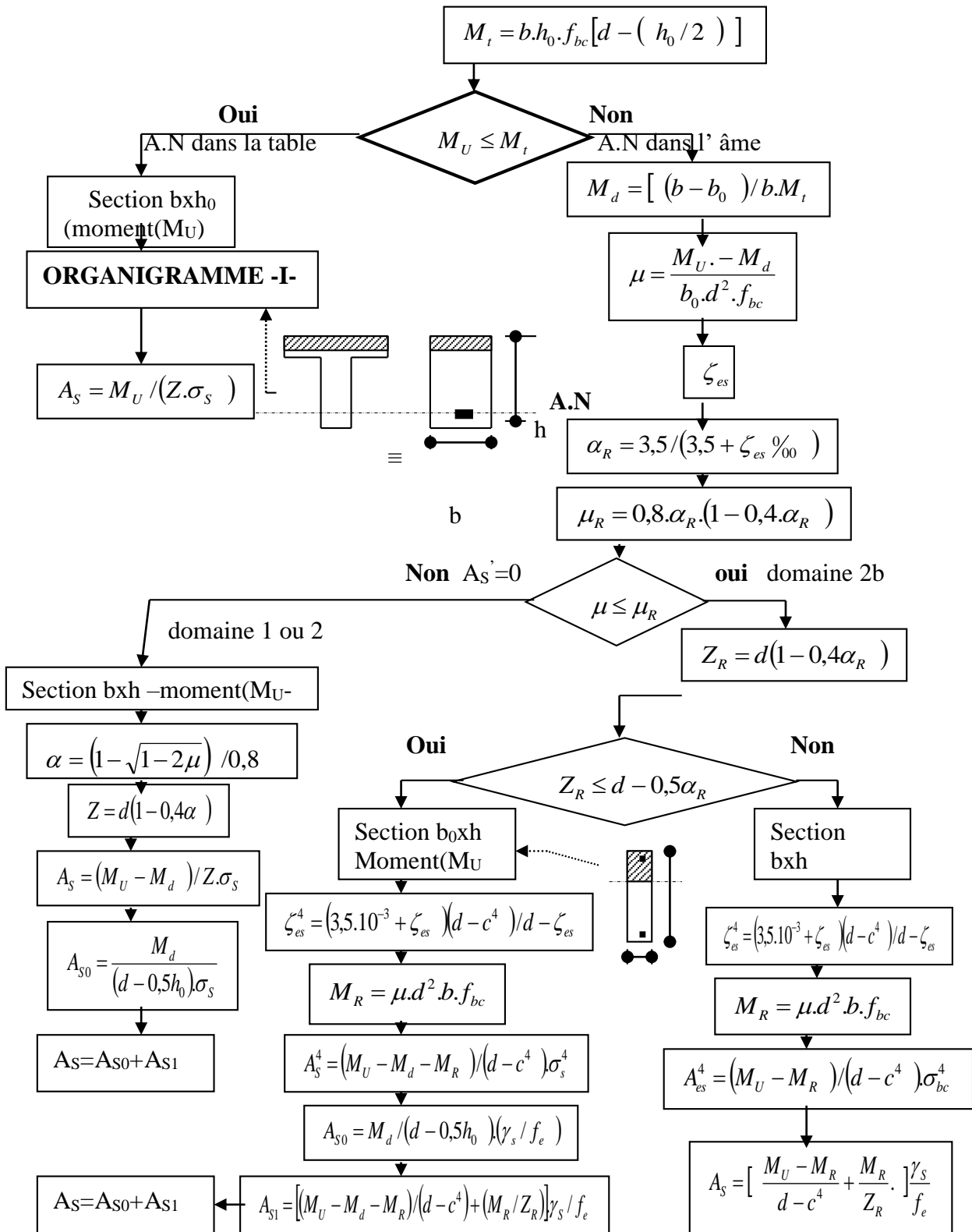
Références

- [1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000
- [2] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", C.G.S.
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- [4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- [5] Règlement de neige et vent 99 **RNV99**, DTR. C2.47.

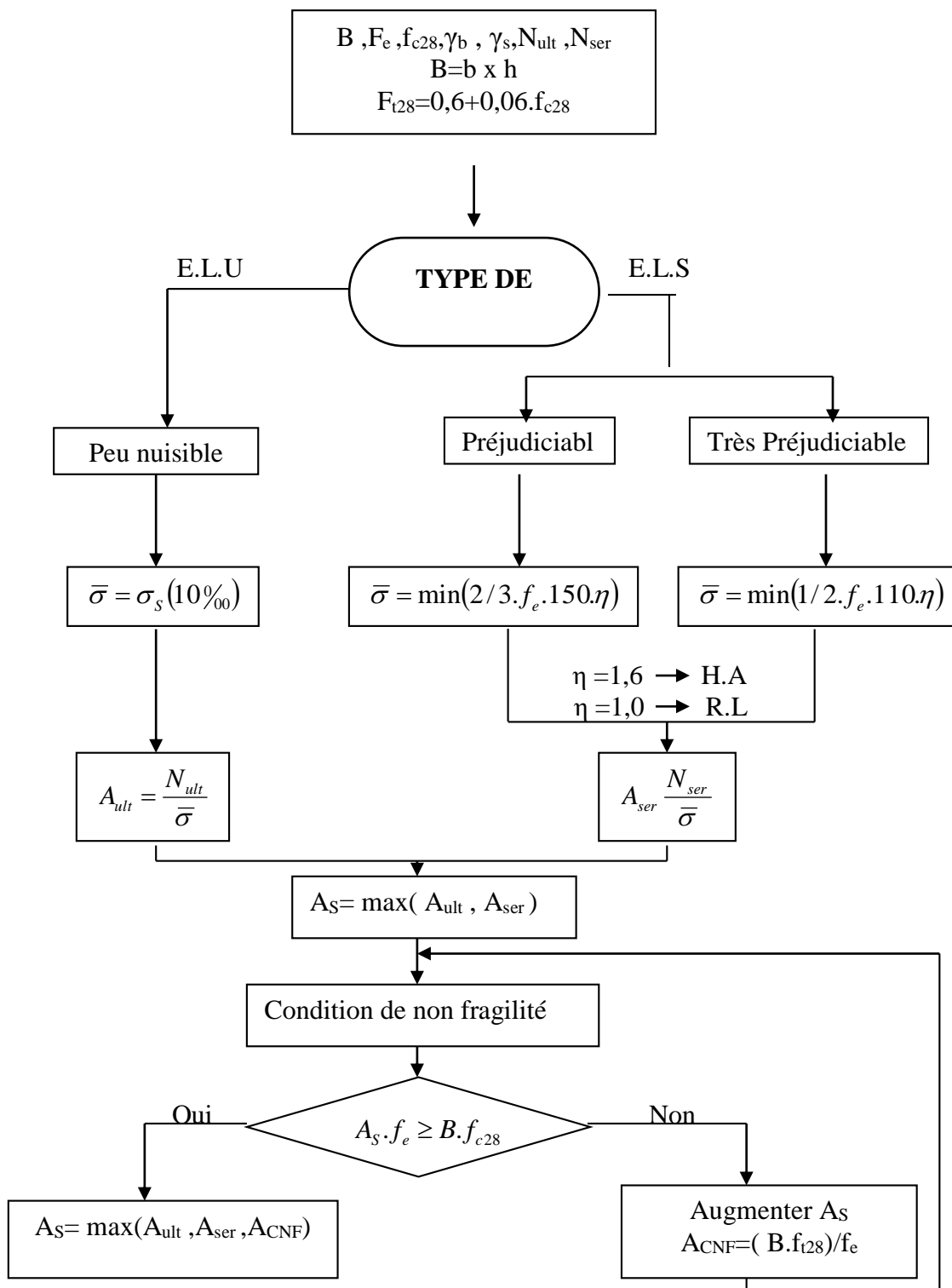
ORGANIGRAMME -1-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



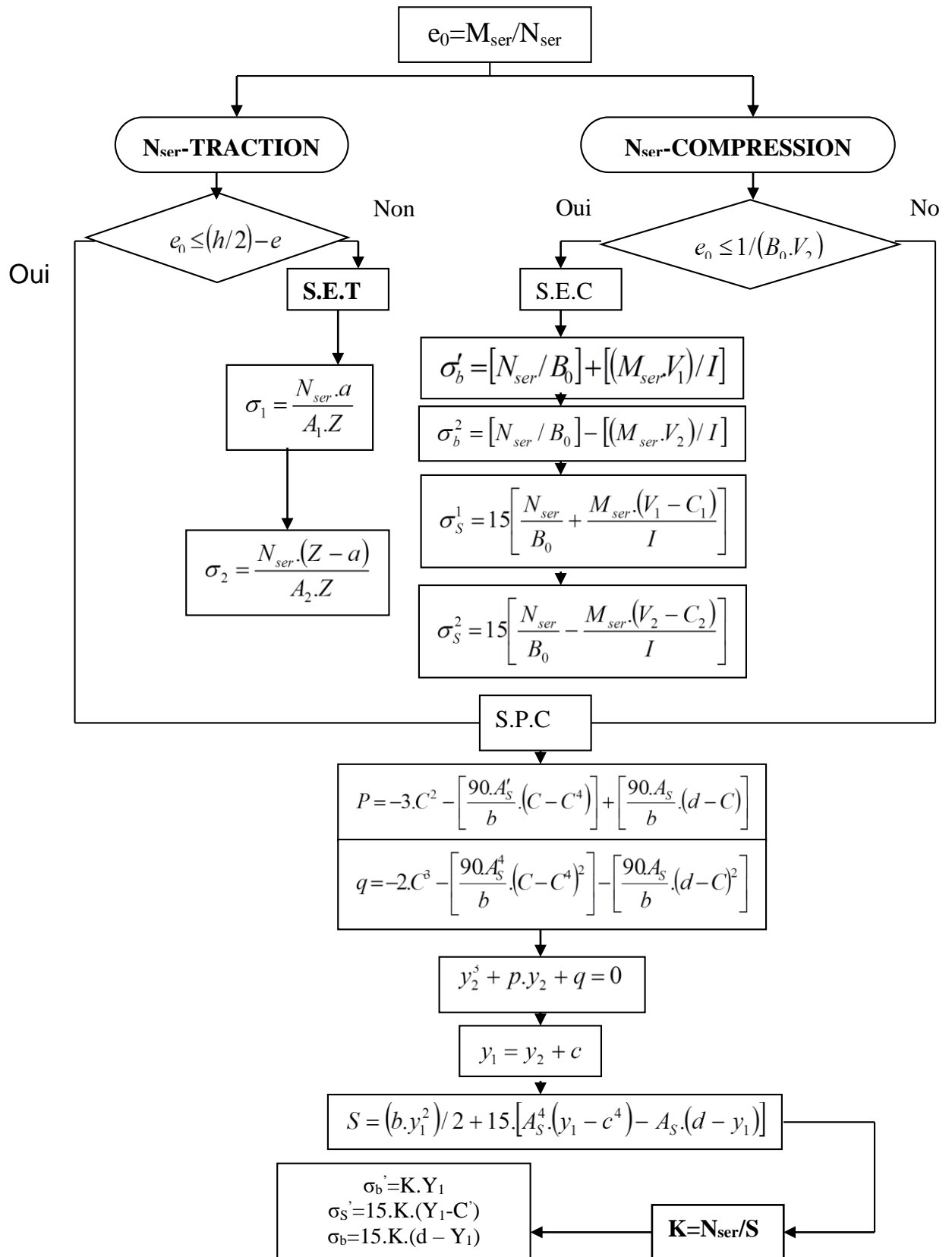
ORGANIGRAMME -2-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



**ORGANIGRAMME -3-
TRACTION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME-4-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -5-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

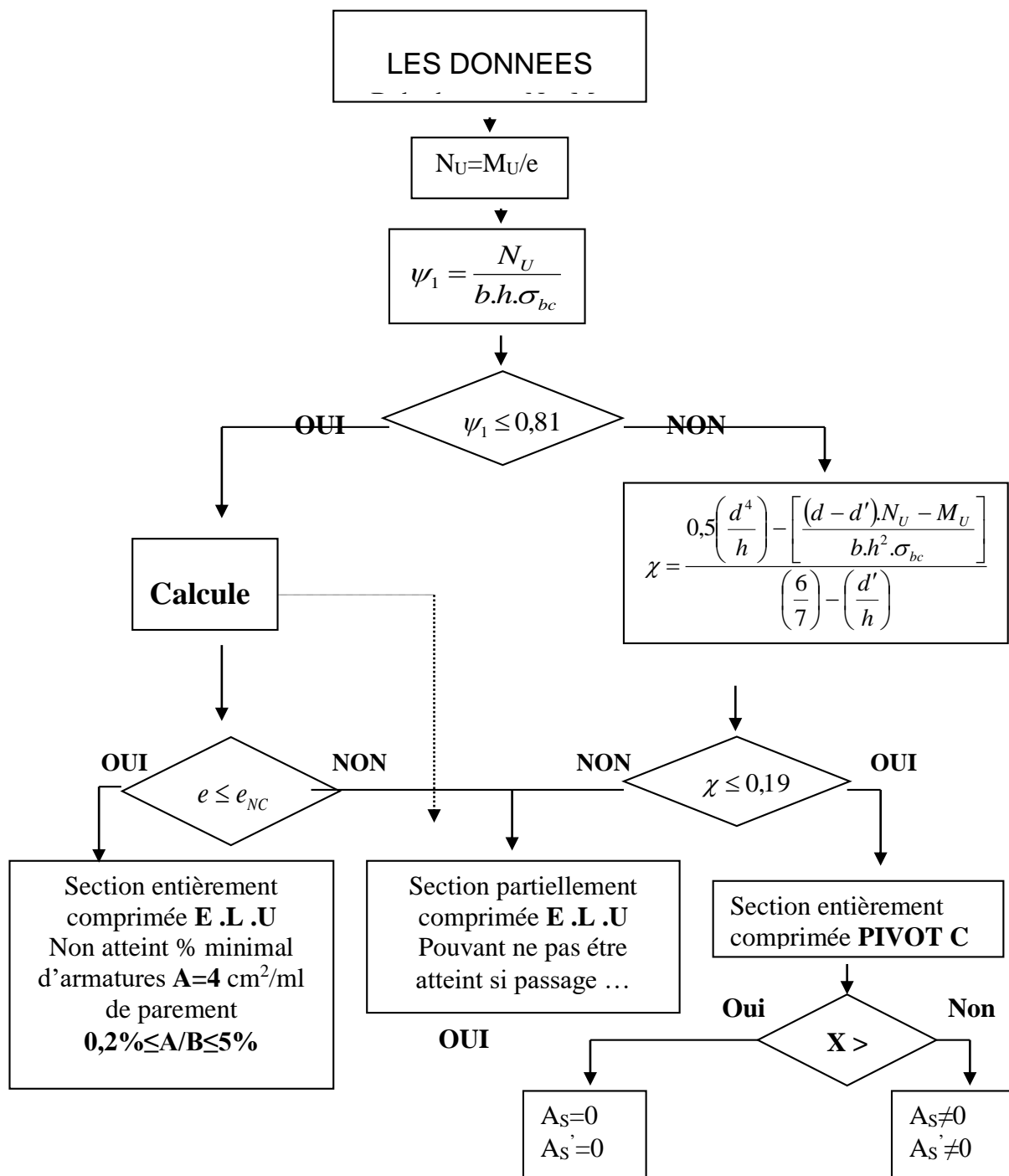
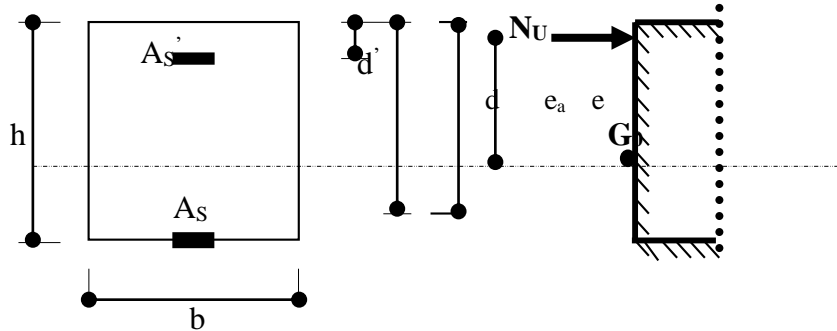


TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES*Section en "cm²", diamètre ϕ en "mm"*

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
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	19,63	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	12,32	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	49,09	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	58,90	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	226,19
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

Introduction générale

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

Prédimensionnement

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre IV
Etude dynamique
en zone sismique

Chapitre V

Etude de vent

ANNEXES

Chapitre VI

Ferraillage des éléments résistants

Références

Chapitre VII

Etude des fondations

conclusion générale