République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

**Projet de fin d'étude**

**Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil**

**Option: Structure**

# *Thème :*

# *Étude d'un bâtiment Entre sol +RDC + 7 étages À usage multiple*

**Présenté par:**

***KARDOU ASMAA***

***BENMEZAINE GHALIA***

**Encadré par :**

***Mme : LACHENANI . A***

***Co –promoteur :***

***Mr: ABDALLAHELHADJ.A***

Promotion Juin 2018

# Remerciement

En préambule à ce mémoire nous remerciant ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces langues années d'étude.

Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Nous tenant à remercier sincèrement Monsieur ABDALLAH EL HADJ . A et Madame LECHENANI .A , qui, en tant que Directeurs de mémoire, se sont toujours montrés à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'ils ont bien voulu nous consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

J'exprime nous profonds remerciements à MONSIEUR OULD TOURKI BENAISSA pour l'aide compétente qu'elle m'a apportée, pour sa patience et son encouragement. Son œil critique nous avons été très précieux pour structurer le travail et pour améliorer la qualité des différentes sections.

On n'oublie pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragées au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.



Je dédie cette thèse …

# À MES CHERS PARENTS

***Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.***

## A MES CHERS ET ADORABLE FRERES ET SŒUR et tantes

***Widad et Oussama ; que j'aime profondément. En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protége et vous garde.***

## A MA GRAND MERE CHERIE

Qui m'a accompagné par ses prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et bcp de santé et de bonheur dans les deux vies.

## À MES AMIS DE TOUJOURS :

Ma binome Ghalia ;Nour el Yakine, Nazih ; Abdou ; ..... En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et

**ملخص:**

هذا المشروع يهدف إلى:

دراسة و هيكلة بناية ذات استعمال متعدد من الخرسانة المسلحة المكونة من (تحت ارضي +طابق ارضي + سبعة طوابق) . والمقرر بنائها بولاية الجزائر التي هي مصنفة ضمن المنطقة ذات القوة الزلزالية (منطقة III ).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

- القواعد الجزائرية المضادة للزلزال(RPA Version992003)
- قانون الخرسانة المسلحة(CBA 93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج(SAP 2000Version19)

**Résumé**

Ce projet consiste a l'étude d'une structure en béton armé (entre sol +RDC + 7 étages ) . a usage multiple , qui implantée dans la wilaya d' Alger .classée dans la zone de très forte sismicité (zone III) .

D'après les règles parasismiques algériennes ,la résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système mixte portique voile . le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens (RPA99 Version 2003 ,CBA.93).

L'étude sismique a été menée suivants la méthode numérique moyennant (le logiciel SAP 2000V19).

**Abstract**

This Project is the study of a renforced concrete structure (underground +ground first floor + 7floors), for multiple use ,which located in the wilaya of Algeria , which is classified in the area of the seismic force (zone III) .

according to Algerian seismic regulation ,The resistance of the structure to horizontal and vertical

is insured by a frame système with shear walls. and reinforcement of all resistance elements were consistent with Algerian regulations (RPA 99 and CBA.93).

the seism study been realized according to the numerical methode ( finite elements method ) using the program ( SAP2000 V-19).

# SOMMAIRE

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1. Introduction : .....**Erreur ! Signet non défini.**……1

I- 2. Présentation du bâtiment : .....**Erreur ! Signet non défini.**……1

I -3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :.....**Erreur ! Signet non défini.**.....1

I -3.1. Dimensions en élévation :.....**Erreur ! Signet non défini.**……2

I -3.2. Dimensions en plan : ..... 2

I- 4. Conception de la structure : ..... 2

I- 4.1. Ossature de l'ouvrage : ..... 2

I- 4.2. Plancher : ..... 2

a-plancher a corps creux :..... 2

b-Dalle pleine : ..... 3

I -4.3. Escalier : ..... 3

I- 4.4. Maçonnerie : ..... 3

I 4.5. Revêtement : ..... 4

I -4.6. L'acrotére : ..... 4

I -4.7. Fondation :..... 4

I- 5. Les hypothèses de calcul : ..... 4

I- 5.1. Béton :..... 4

I -5.2. Acier : ..... 5

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1. Introduction : ..... 6

II. 2. Pré-dimensionnement :..... 6

II .2.1. Pré-dimensionnement des planchers : ..... 6

II .2.1.1. Plancher à corps creux :..... 6

II .2.1.2. Plancher à dalle pleine :..... 6

II .3. Evaluation des charges et surcharges : ..... 7

II. 3.1. Les Planchers :..... 7

II. 3.1.1. Plancher terrasse :..... 7

II .3.1.2. Plancher en dalle pleine : 8
II .3.1.3. Plancher courant : 8
II .3.1.4. Plancher en dalle pleine : 9
II .3.2. Maçonnerie ; 9
II .3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) : 9
II .3.2.2. Murs extérieurs (double cloison) : 10
II .3.3. Les surcharges d'exploitation ; 10
II .4. Pré-dimensionnement des poutres : 10
II .6. Pré-dimensionnement des poteaux : 11
II .6.1. Décente des charges : 13
II .6.2. Choix du poteau le plus sollicité : 13
II .6.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux : 14
II .6.3.1. Calcul des charges permanentes : 14
II .6.3.2. Calcul des surcharges d'exploitation : 14
II .6.4. Calcul de l'effort normal ultime : 15
II .6.5. Vérification des conditions des RPA99V2003 16
II .6.6. Vérification aux zones nodales: 16
II .7. Pré-dimensionnement des voiles: 17

**Chapitre III : Les éléments secondaires**

III.1.Introduction : 18
III.2.Acrotère : 18
III.2.1.Introduction : 18
III.2.2.Evaluation des charges et surcharges d'exploitation: 18
III.2.3.calcul du ferraillage à L'ELU : 18
III.2.4.La vérification des contraintes à l'ELS : 19
II.3. Etude des Planchers : 20
III.3.1. type des poutrelles : 20
3.2. Calcul des poutrelles : 20
III.3.2.1. Avant le coulage : **Erreur ! Signet non défini.**21
III.3.2.1.1.Charges et surcharges: **Erreur ! Signet non défini.**21
III.3.2.1.2.Détermination le nombre des étaiements : **Erreur ! Signet non défini.**21

II.3.2.2. Après le coulage : .....**Erreur ! Signet non défini.**……22

III.3.2.2.1.Méthodes de calcul :.....**Erreur ! Signet non défini.**…….22

III.3.2.2.1.1.La méthode forfaitaire :.....**Erreur ! Signet non défini.**……23

III. 3.2.2.1.3.Méthode de Caquot : (pour les poutres) :.....**Erreur ! Signet non défini.**……23

III. 3.2.2.1.3.1. Exposé de la méthode :.....**Erreur ! Signet non défini.**……23

III.3.2.2.3. Calcul des sollicitations :.....**Erreur ! Signet non défini.**……..23

Type 1 : poutrelle a deux travées : .....**Erreur ! Signet non défini.**……23

Type 2 . Poutrelles à trois travées :
……..**Erreur ! Signet non défini.**25

Type 3. Poutrelles à quatre travées.....**Erreur ! Signet non défini.**.....27

III.3.2.2.Calcul de ferraillage: .....**Erreur ! Signet non défini.**.....29

III.3.2.3.Armatures choisis en travée et en appui.....**Erreur ! Signet non défini.**…….29

III.3.2.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service : ..... 30

III.3.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement : ..... 30

III.3.2.5.Vérification des flèches :..... 30

III-3-4-Ferraillage de la table de compression .....**Erreur ! Signet non défini.**.....31

III-3-4-1-Armatures perpendiculaires aux nervures :.....**Erreur ! Signet non défini.**……..31

III-3-4-2-Armatures parallèles aux nervures :.....**Erreur ! Signet non défini.**…….32

III-4- Définition :.....**Erreur ! Signet non défini.**.....33

III -4-1-Type d'escalier :.....**Erreur ! Signet non défini.**…….33

III -4-2-Dimensions de l'escalier : .....**Erreur ! Signet non défini.**……33

III-4-3-Evaluation des charges et surcharges : .....**Erreur ! Signet non défini.**.....36

III.4.5.Ferraillage de l'escalier : .....**Erreur ! Signet non défini.**…….36

III-5- Définition :.... …….37

III -5-1-Evaluation des charges : .....**Erreur ! Signet non défini.**……..37

III -5-2- Calcul de ferraillage : .....**Erreur ! Signet non défini.**…….37

III -5-3-Calcul des armatures transversales :.....**Erreur ! Signet non défini.**…….37

III -5-4-Vérification de la flèche : .....**Erreur ! Signet non défini.**……38

III.5.Dalle pleine : .....**Erreur ! Signet non défini.**……39

III.5.1.Introduction :……..39

III.5.2.Méthode de calcul : . ……..39

III.5.3.Principe de calcul : .....**Erreur ! Signet non défini.**…….39

III.5.3.1.Travail externe : .....**Erreur ! Signet non défini.**……..39

III.5.3.2.Travail interne : .....**Erreur ! Signet non défini.**.....39

III.5.4. Calcul des dalles triangulaires :.... ……40

III.5.4.1.calcul de la charge totale : ..... ……40

III.5.4.2.Détermination de M: ..... …….40

III.5.4.2.1.Détermination de travail externe : .....**Erreur ! Signet non défini.**……41

III.5.4.2.2.Détermination de travail interne :.. ……..41

III.5.4.3.calcul de ferraillage a l'ELU : .....**Erreur ! Signet non défini.**.....42

III.5.4.4. Vérification des contraintes a L'ELS : ..... ..42

III.5.4.4.1. Vérification des contraintes... ……43

III.5.4.4. 2Vérification des contraintes de cisaillement : .....**Erreur ! Signet non défini.**.....43

III.5.4.4. 3.Vérification de la flèche : .....**Erreur ! Signet non défini.**.....43

## Chapitre V : Etude dynamique

IV1. Introduction : ..... 45
IV.1.1. Choix de la méthode de calcul : ..... 45
IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale : ..... 45
IV.1.2.1. Principe : ..... 45
IV.1.2.2 Modélisation : ..... 45
IV.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul : ..... 45
a-Coefficient d'accélération A ..... 46
b-Coefficient de comportement R ..... 46
c-facteur de qualité Q ..... 46
d-périodes caractéristiques ..... 46
IV.1.3. dispositions des voiles : ..... 46
IV.1.4.Calcul d'excentricité ..... 47
a-Dimensions du bâtiment : ..... 47
b-Excentricité admissible ..... 47
c-Centre de Rigidité & Centre de Masse : ..... 47
d-Excentricité: ..... 48
Justification coefficient de comportement R ..... 48
IV.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ..... 50
Stabilité de la structure : ..... 50
Résistance des éléments : ..... 50
IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes : ..... 50
IV.2.2. vérification de participation massique ..... 52
Constatation : ..... 52
IV.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ..... 52
Calcul de la force sismique totale ..... 52
Vérification de la force dynamique par apport la force statique ..... 53
Commentaire : ..... 53
IV.2.4. Vérification de la stabilité au renversement ..... 54
Moment de renversement : ..... 54
Moment de stabilité : ..... 54
Moment de renversement : ..... 54
Vérification : ..... 54

Commentaire : ..... ……..54
IV.2.5. Vérification des déplacements en tête
…….54**Erreur ! Signet non défini.**
Constatation :.....55**Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.6. Vérification des déplacements :
……55**Erreur ! Signet non défini.**
Constatation :..... 55
IV.2.6. Vérification du cisaillement des éléments ..... 56
Contrainte de cisaillement :..... 56
Poutres :..... 56
Commentaire :..... 56
Poteaux :..... 56
IV.2.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base ……..…56
Commentaire :..... 57
Solution :..... 57
Justification :..... 57
IV.2.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ..... 57
IV.3 Conclusion: ..... 58

## Chapitre VI : Etude des éléments résistants

V.1.Introduction :..... 59
V.2.Ferraillage des poutres :..... 59
V.2.1.Ferraillage des poutres principales :..... 59
V.2.1.1.Ferraillage longitudinales :..... 59
Rôle des armatures longitudinales..... 59
Combinaison de calcul ..... 59
Vérification des contraintes à l'ELS ..... 59
Sections minimales et maximales :..... 59
Longueur minimale de recouvrement :..... 59
Les longueurs des chapeaux..... 59
Les matériaux et les données de calcul :..... 59
VII.2.1.2.Ferraillage Transversales :..... 60
Rôle des armatures transversales..... 60
La quantité de ferraillage..... 60
Sections minimales..... 60

Calcul de ferraillage : ..... 60
Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC : ..... 60
Les poutres ..... 60
1-1.Vérification des contraintes à l'état limite de service : ..... 61
1-2.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : ..... 61
1-3.calcul des armaatures transversale ..... 62
1-4.Vérification de la flèche ..... 62
2-Ferraillages des poteaux : ..... 64
Armatures longitudinales ..... 64
Armatures transversales ..... 64
a- l'ELU : ..... 65
b-Vérification des contraintes à l'état limite de service : ..... 66
c-Déterminations des armatures transversales : ..... 66
3-Ferraillages des voiles : ..... 68
1-1.Les voiles pleins : ..... 68
1. Recommandation du RPA99v2003 ..... 68
a-Armatures verticales : ..... 68
1-2.Vérification des armatures à ELS : ..... 70
1-3.Calcul des armateurs horizontaux : ..... 71
Armatures transversales : ..... 71
1-4.Ferraillage des voiles avec ouverture : ..... 71
1-.5.Vérification des armatures à ELS : ..... 72
Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux: ..... 73
Les linteaux : ..... 73
Voile V5 ..... 74
Voile V6 ..... 75
Voile V7 ..... 76

## Chapitre VI : Etude thermique

1.1. Introduction ..... 78
La procédure du calcul ..... 78
Commentaire : ..... 79

## Chapitre VII Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction : 80
VI.2.Type des fondations : 80
Fondations superficielles 80
Fondation semi profondes 80
Fondation profondes 80
VI.3. Choix de Type de fondation : 80
VI.4.Etude préliminaire de choix du type de semelle : 80
VI.5.Les efforts normaux à la base de la structure : 81
à L'ELU 81
à l'ELS : 81
VI.6.La proposition des semelles : 82
VI.7.Calcul des fondations: 82
VI.7.1.Calcul des semelles isolées : 82
VI.7.1.1.Dimensionnement initial à l'ELS : 82
VI.7.1.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles : 83
Conclusion : 84
VI.7.2.Calcul des semelles filante : 84
VI.7.2.1.Dimensionnement à l'ELS : 84
Remarque : 85
VI.7.3.Dimensionnement initial à l'ELS: 86
Détermination la surface nécessaire : 86
Dimensionnement de l'épaisseur de la dalle du radier: 86
Condition forfaitaire : 86
VI.7.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS: 86
VI.7.3.Vérification de poinçonnement à l'ELU ou ACC: 86
Sous poteau : 87
Commentaire : 87
VI.7.4.Dimensionnement des nervures: 87
Détermination d'hauteur de la nervure : 87
VI.7.4.2.Vérification de non poinçonnement CBA 88
VI.7.4.Evaluation des charges: 88
VI.7.5.Dimensionnement et ferraillage des nervures : 88
VI.7.5.1.Vérification du cisaillement des nervures CBA 91Art A.5.2.4.2 : 88

VI.7.5.2.Ferraillage des armatures longitudinal des nervures à l'ELU : 88
Matériaux : 88
Réglementation : 88
Calcul de ferraillage : 89
Armatures choisis en travées et en appui : 89
Section minimale : 89
Vérification des contraintes à l'état de service 89
Vérification des contraintes de cisaillement : 90
Vérification de la flèche : 90
VI.7.6.Ferraillage des radiers à l'ELU : 91
Calcul des moments 92
Détermination des moments a l'ELU : 92
2.Détermination des moments a l'ELS : 92
Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance : 92
Vérification des contraintes à l'ELS : 93
VI.7.6.1.Vérification de cisaillement à l'ELU : 93
VI.9. Etude du voile périphérique 93
VI.9.1.Evaluation des charges : 94
VI.9.1.1.Charge permanente : 94
VI.9.1.2.Charge d'exploitation : 94
VI.9.2.Ferraillage des voiles périphériques à l'ELU : 94
Calcul des moments 95
Détermination des moments a l'ELU : 95
Détermination des moments a l'ELS : 96
Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance : 96
Vérification des contraintes à l'ELS : 96
VI.7.6.1.Vérification de cisaillement à l'ELU : 97

# Liste des tableaux

## Chapitre I

Tableau I.5.1 : Hypothèse de calcul béton ..... 4

Tableau I.5.2 : Hypothèse de calcul Acier ..... 5

## Chapitre II

Tableau II.3.1 : charge à la terrasse ..... 7

Tableau II.3.2 : charge à la terrasse ..... 8

Tableau II.3.3 :charge de l'étage courant ..... 8

Tableau II.3.4: charge de la dalle pleine ..... 9

Tableau II.3.5: charge de mur intérieur ..... 9

Tableau II.3.6: charge de mur extérieur ..... 10

Tableau II.3.7: Surcharges d'exploitation ..... 9

Tableau II.4 : Pré- dimensionnement des poutres. ..... 11

Tableau II.5 : calcul de l'effort N. ..... 13

Tableau II.6 : Détermination des charges permanentes. ..... 14

Tableau II.7 : Détermination des charges d'exploitation. ..... 15

Tableau II.8 : Détermination de l'effort normal ultime ..... 15

Tableau II.9 : Vérification conditions RPA99v2003. ..... 16

Tableau II.10 : Vérification aux zones nodales. ..... 16

Tableau II.11 : l'épaisseur des voiles ..... 17

## Chapitre III

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS ..... 18

Tableau .III.2 : La section d'armatures ..... 19

Tableau .III.3 : Vérification des contraintes ..... 19

Tableau III.1: détermination les charges et surcharges ..... 21

Tableau III.2 : détermination le nombre d'étaiement ..... 22

Tableau III.3 : Action de calcul des poutrelles après coulage ..... 23
Tableau III.4 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU) ..... 24
Tableau III.5 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS) ..... 24
Tableau III.6: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées (ELU) ..... 26
Tableau III.7: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées (ELS) ..... 26
Tableau III.8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELU) ..... 28
Tableau III.9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELS) ..... 28
Tableau III.10 : Ferraillage des poutrelles : ..... 29
Tableau III.11 : Armatures choisis en travée et en appui ..... 29
Tableau III.12 : Vérification des contraintes à l'état limite de service ..... 30
Tableau III.13 : Vérification des contraintes de cisaillement ..... 30
Tableau III.14 : Vérification des flèches ..... 30
Tableau III.1: L'inclinaison de la paillasse ..... 33
Tableau III.2 : La longueur de la paillasse et du palier et l'Epaisseur : ..... 33
Tableau III.3: Evaluation de la charge permanente du palier ..... 34
Tableau III.4 : Evaluation de la charge permanente de paillasse ..... 34
Tableau III.5 : Combinaisons des charges de l'escalier. ..... 34
Tableau III.6 : Moment à L'ELU ..... 35
Tableau III.7 : Moment à L'ELS ..... 35
Tableau III.8: Les résultats ..... 36
Tableau .III.10 : la section d'armatures ..... 36
Tableau .III.11: Vérification de l'espacement ..... 36
Tableau .III.12: Vérification des contraintes ..... 36
Tableau .III.12: Vérification de la fléche ..... 36
Tableau III-15 : Calcul des sollicitations et section d'armatures à l'ACC des poutres paliére (30x35) ..... 37
Tableau III-16 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres noyées (30x30) ..... 37

Tableau III.17: Calcul des armatures transversales des poutres paliéres ..... 38

Tableau III.18 : Vérification de la flèche des poutres palières..... 38

Tableau III.1 : Les charges a l'état ultime et service dans les étages..... 40

Tableau III.2 : Calcul de ferraillage a l'ELU ..... 42

Tableau III.3 : Vérification des contraintes..... 43

Tableau III.4 : Vérification des contraintes de cisaillement..... 43

Tableau III.5 : Vérification de la flèche ..... 44

## Chapitre V

Tableau V.1: Le comportement des trois premiers modes. ..... 47

Tableau V.2 : Calcul de centre de masse et centre d'inertie ..... 47

Tableau V.3 : Calcul d'excentricité..... 48

Tableau V.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X……48

TableauV.5 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage ..... 49

Tableau V.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y ..... 49

Tableau V.7 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage ..... 50

Tableau V.8 : Le comportement des trois premiers modes..... 50

Tableau V.9: vérification de participation massique..... 52

Tableau V.10 : Calcul de la force sismique ..... 53

Tableau V.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ..... 53

Tableau V.12 : Vérification des déplacements en tête ..... 54

TableauV.13:Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 55

Tableau V.14:Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 55

Tableau V.15:Vérification des contraintes de cisaillement des poutres..... 56

Tableau V.16 : Vérification de l'effort normal réduit à la base ..... 56

Tableau V.17 : Vérification de l'effort normal réduit à la base ..... 57

Tableau V.18 : Vérification l'effet P-Δ sens X ..... 57

Tableau V.19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y ..... 58

## Chapitre VI

Tableau I V .1 : les données de calcul ..... 60
Tableau I V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres (30x45) ..... 60
Tableau I V-3: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres ..... 61
Tableau I V-4 : vérification de ferraillage des poutres avec les règlements ..... 62
Tableau I V-5 : Calcul des armatures transversales des poutres ..... 62
Tableau I V-6 : Vérification de la flèche des poutres ..... 62
Tableau I V-7 : Ferraillage longitudinal des poteaux ..... 65
Tableau I V-8 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S ..... 66
Tableau I V-9: Les armatures transversales dans les poteaux ..... 66
Tableau I V-10 : Les données de calcul ..... 68
Tableau I V-11 : calcul des armatures verticales ..... 69
Tableau I V-12 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA ..... 70
Tableau I V-13 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains ..... 71
Tableau I V-14 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins. ..... 71
Tableau I V-15 : diamètre des armatures transversales ..... 71
Tableau. I V.16 : calcul des armatures verticales ..... 72
Tableau. I V.17 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux ..... 72
Tableau. I V.18 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux ..... 73
Tableau. I V.19 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5) ..... 74
Tableau. I V.20 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V5) ..... 74
Tableau. I V.21 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V6) ..... 75
Tableau I. V.22 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V6) ..... 75
Tableau. I V.23:Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V7) ..... 76
Tableau. I V.24 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V7) ..... 76

## Chapitre VII

Tableau VI.1 : étude thermique suivant x : ..... 79

Tableau VI.2 : Ferraillage des poutres secondaires sous l'effet du changement thermique .... 79

Tableau VI.3 : Vérification des sections minimales des poutres secondaires..... 79

## Chapitre VII

Tableau VI.1 : dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ..... 82

Tableau VI.2 : Dimensionnement final des semelles isolées ..... 83

Tableau VI.2 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées ..... 83

Tableau VI.3 : Dimensionnement d'une semelle filante  une seule direction à l'ELS. ..... 84

Tableau VI.4 : Dimensionnement d'une semelle filante  deux direction à l'ELS. ..... 85

Tableau VI.5: Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS..... 86

Tableau VI.6 : Dimensionnement des nervures ..... 88

Tableau VI.7 : Calcul des moments et de la section d'armatures dans la nervure..... 89

Tableau VI.8: Les sections d'armatures choisit dans la nervure..... 89

Tableau VI.9: Vérification des contraintes à l'ELS ..... 89

Tableau VI.10:Vérification des contraintes de cisaillement ..... 90

Tableau VI.11: Vérification de la fléche..... 90

Tableau VI. 12: Les charges appliquées sur le radier..... 91

Tableau VI. 13: calcul de la  section d'armatures longitudinal à l'ELU..... 92

Tableau VI. 14: Vérification des contraintes à l'ELS ..... 93

Tableau VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement..... 93

Tableau VI. 15: Les charges appliquées sur le voile..... 95

Tableau VI. 16: calcul de la  section d'armatures longitudinal à l'ELU..... 96

Tableau VI. 17: Vérification des contraintes à l'ELS ..... 97

Tableau VI.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement..... 97

# Liste des figures

## Chapitre I

Figure I.1 : Dimension en plan ..... 2
Figure I.2 : Plancher a corps creux ..... 3

## Chapitre II

Figure II-2 : position de poteau le plus sollicité ..... 13
Figure. II.: Zones nodales ..... 16

## Chapitre III

Figure III.1:L'acrotere ..... 18
Figure III.2 : ferraillage de l'acrotère ..... 19
Figure III.1 : Types des poutrelles ..... 20
Figure III.2 : schématisation de la Poutrelle avant coulage. ..... 21
Figure III.3 : disposition des étaiements ..... 22
Figure III.4 : poutrelle a deux travées ..... 23
Figure III.5 :diagramme des poutrelle a deux travées (ELU) ..... 24
Figure III.6:diagramme des poutrelle a deux travées (ELS) ..... 25
Figure III.7: poutrelle à trois travées ..... 25
Figure III.8:diagramme des poutrelle a trois travées (ELU) ..... 26
Figure III.9:diagramme des poutrelle a trois travées (ELS) ..... 27
Figure III.10 : poutrelle à quatre travées ..... 27
Figure III.11:diagramme des poutrelle a quatre travées (ELU) ..... 28
Figure III.12:diagramme des poutrelle a quatre travées (ELS) ..... 29
Figure III.13: Ferraillage des poutrelles ..... 31
Figure III.1:La cage d'escalier ..... 33
Figure III.2: Diagrammes des sollicitations à l'ELU ..... 35
Figure III.3 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS ..... 35
Figure III.4 : ferraillage des poutres palières ..... 38
Figure.III.1 : Déplacement des zones ..... 40
Figure.III.2 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml ..... 44

## Chapitre V

Figure V.1 : disposition des voiles en plan ..... 46
Figure V.2 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y) ..... 51

Figure V.3 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe X) ..... 51
Figure V.4 : Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z) ..... 51

## Chapitre IV

Figure IV-1 : Ferraillage des poutres principales 1 ..... 63
Figure IV-2 : Ferraillage des poutres principales 2 ..... 63
Figure IV-3 : Ferraillage des poutres secondaire ..... 63
Figure IV-4 : Ferraillage des poutres noyées ..... 64
Figure I V-5 : Ferraillage des poteaux (30x30) ..... 67
Figure I V-6 : Ferraillage des poteaux (35x35) ..... 67
Figure IV-7 : Ferraillage des poteaux (40x40) ..... 67
Figure IV-8 : Ferraillage des poteaux (45x45) ..... 67
Figure IV-9: Ferraillage des poteaux (50x50) ..... 68
Figure IV-10: Ferraillage des voiles ..... 77

## Chapitre IIV

Figure IIVI .1 : Températures en 2017 à Alger ..... 78

## Chapitre IIIV

Figure VI.1 : Les efforts normaux dans les poteaux et les voiles à l'ELU ..... 81
Figure VI.2 : Les efforts normaux dans les poteaux et les voiles à l'ELS ..... 81
Figure VI.3 : Représentation d'une semelle isolée ..... 82
Figure VI.4: Les bulbes de pression sous la semelle ..... 83
Figure VI.5 : Schéma des semelles isolées ..... 84
Figure VI.6 : schéma des semelles filantes dans une seule direction ..... 85
Figure VI.7 : schéma des semelles filantes dans une deux directions ..... 85
FIGURE VI.8 : le panneau du radier à calculer ..... 91
FIGURE VI.9 : le panneau du voile à calculer ..... 95

# *LISTE DES SYMBOLES*

## Majuscules romaines

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

$A_{max}$, $A_{min}$: Section d'acier maximale et minimale

$A_t$ : section d'armature transversale.

$A_{ver}$ : Section d'armatures verticales.

$A_h$ : Section d' d'armatures horizontales.

B : Aire du béton.

$B_r$ : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

$I_i$ : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

$M_t$ : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$M_a$ : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$M_u$ : Moment fléchissant à l'E.L.U.

$M_{ser}$ : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

$N_{ser}$ : Effort normal de service.

$N_U$ : Effort normal ultime.

$T_u$ : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

$C_d$ : coefficient dynamique.

R : force résultante.

t : variation de la température.

$\Theta$ : gradient thermique.

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

N : effort thermique

## Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

$f_{tj}$ : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$f_{t28}$ : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

$I_f$ : Longueur de flambement,

$S_t$ : Espacement de cours d'armature transversale.

$S_h$ : Espacement de cours d'armature horizontale.

$S_v$ : Espacement des armatures verticales.

## Majuscules grecques

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

## Minuscules grecques

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

Ɛ : Coefficient (calcul de Cd)

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ρ : poids volumique du béton.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

# Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les concepteurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement et l'économie.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce ; implanté dans une zone de très forte sismicité comportant un entresol ; un RDC et 7étages et qui n'est pas encore réaliser à Alger

Ce mémoire est constitué de sept chapitres

- Le premier chapitre consiste la présentation complète de bâtiment la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres, et les voiles)
- Le $3^{éme}$ chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers)
- Le $4^{éme}$ chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP2000
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 et ROBOT EXPERT2010 présenté dans le $5^{éme}$ chapitre
- Le Sixième chapitre porte sur L'étude thermique.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

## I-1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différents sollicitations (compression, traction, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrages, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99 V2003, CBA93**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton, acier) et le dimensionnement et le ferraillage des éléments résistants de la structure.

## I- 2. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bloc (entre sol+R.D.C+ 7étages**)** en béton armé composé :

- Un entre sol à usage dépôt ;
- Un rez-de-chaussée commercial ;
- Sept étages à usage d'habitation avec six logements F3 par niveau ;
- La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation d'après la classification de **RPA99 V 2003** ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas **48m** ;
- Le bâtiment est implanté dans une zone de très forte sismicité (**zone III)** ;
- Le site considéré comme site meuble (S3).
- Le système de contreventement considéré est constitué par **des voiles porteurs en béton armé** puisque notre bâtiment dépasse **deux niveaux** ou **huit mètre** en **zone III.**

## I -3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

### I -3.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère :……..$H_T$=29.77m.
- Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère :…….. $H_T$=29.07m.
- Hauteur d'étage courant :……H=3.23m.
- Hauteur de RDC :……H=3.23m.
- Hauteur d'entre –sol…….H=3.23m.

## I -3.2. Dimensions en plan :

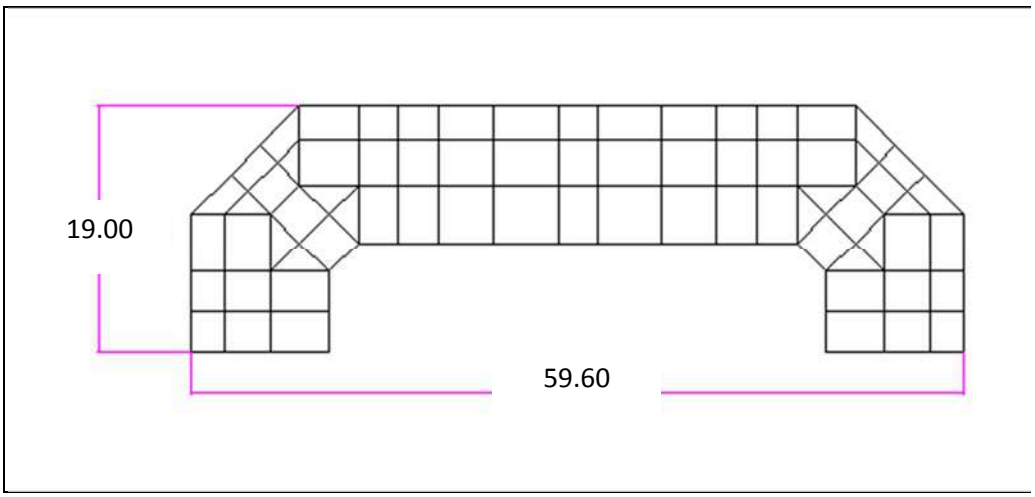



**Figure I.1** : Dimension en plan

## I- 4. Conception de la structure :

### I- 4.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

### I- 4.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher a corps creux
- Planche a dalle pleine

**a-plancher a corps creux :**

on a opté un plancher a corps creux pour les raisons suivantes :

- Faciliter de réalisation
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le cout de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux)

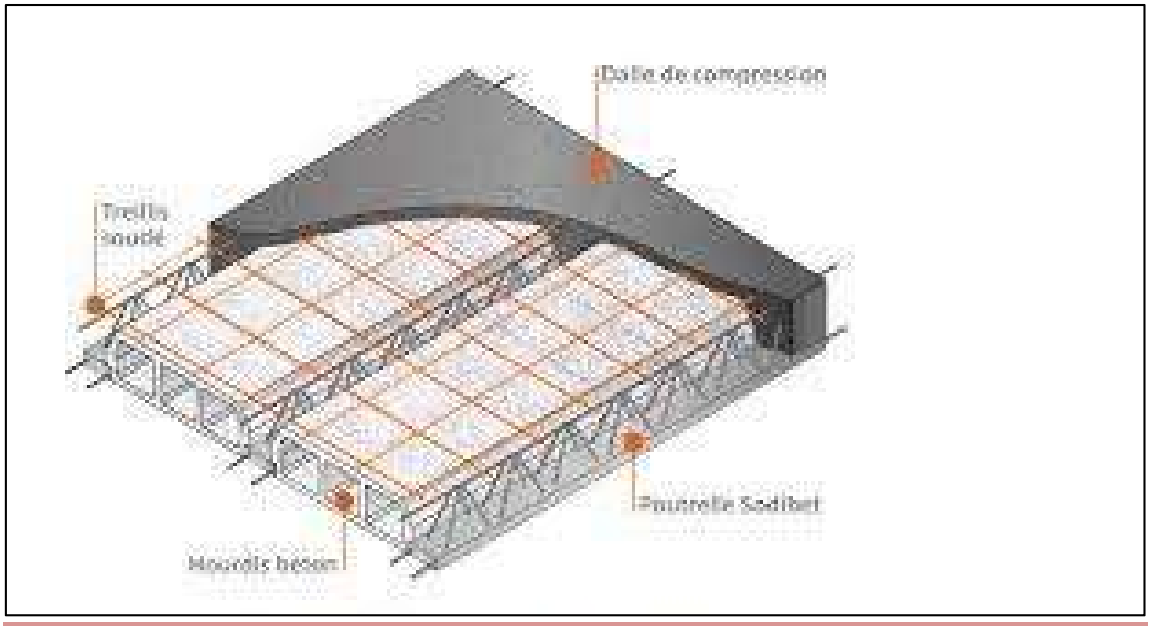



**Figure I.2** : Plancher a corps creux

**b-Dalle pleine :**

Pour certaines zones, on a opté pour les dalles pleines a cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le cout nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales a ces zones.

## I -4.3. Escalier :

- On a un escalier droit composé de deux volées, en béton armé coulé sur place a palliasse adjacente qui part du rez-de-chaussée jusqu'au dernier étage.
- Toutes les marches sont revêtues en carrelage.

## I- 4.4. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est la brique creuse pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Mur extérieur :** Ils sont constitués en deux rangés :
  -Brique creuse de **10 cm** d'épaisseur
  - L'âme d'air de **5 cm** d'épaisseur.
  - Brique creuse **de 10 cm** d'épaisseur
- **Mur intérieur :** Ils sont constitués par :
  - Une cloison de **10 cm** d'épaisseur

## I 4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

## I -4.6. L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'un hauteur de 70 cm et 10 cm d'épaisseur.

## I -4.7. Fondation :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1 bar

## I- 5. Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adopté pour cette étude sont :

## I- 5.1. Béton :

**Tableau I.5.1** : Hypothèse de calcul béton

| | | |
|---|---|---|
| **La masse volumique de béton** | $\boldsymbol{\rho = 2.5\ KN/m3}$ | [ART A.3.1.2.1 CBA93] |
| **La résistance du béton à la compression à 28 jours** | fc28 = 25 MPa | [ART A.3.1.2.1 CBA93] |
| **La résistance du béton à la traction** | ft28 = 2.1 MPa | [ART A.2.1.1.2 CBA93] |
| **Le module d'élasticité (instantané) :** | -Eij= 32164.195 MPa | [ART A.2.1.2 CBA93] |
| **Coefficient de poisson**<br>**- pour le calcul des sollicitations**<br>**- pour le calcul des déformations** | - $\upsilon = 0$<br>- $\upsilon = 0.2$ | [ART A.2.1.2 CBA93] |
| **coefficient de dilatation** | $\theta = 1x10^{-5}$ | [ART A.3.1.3.3. CBA93] |
| **Module de déformation transversal (module de cisaillement)** | $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$ | [ART A.1.2.2. CBA93] |

## I -5.2. Acier :

**Tableau I.5.2 :** Hypothèse de calcul Acier

| | | |
|---|---|---|
| **La masse volumique de l'acier** | $\boldsymbol{\rho = 7.85\ KN/m3}$ | [ART A.2.2.1 CBA93] |
| **La limite élastique de l'acier à Haute adhérence** | Fe = 400 MPa | [ART A.2.2.1 CBA93] |
| **le module d'élasticité longitudinale de l'acier** | Es=200000 MPa | [ART A.2.2.1 CBA93] |

## II.1. Introduction :

Le pré- dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empirique. Cette étape représente le point de départ et la base de justification a la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation et les sollicitations horizontales qui sont d'origine sismique.

Le pré- dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **BAEL91, CBA93, RPA99V2003**.

## II. 2. Pré-dimensionnement :

## II .2.1. Pré-dimensionnement des planchers :

### II .2.1.1. Plancher à corps creux :

Les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage , ils servent de coffrage perdu. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance

- L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$
- $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

Avec :

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles

$h_t$ : Hauteur totale du plancher

Dans notre projet on a : L= 415cm

D'où alors : $\frac{415}{25} \leq h_t \leq \frac{415}{20}$

$h_t \geq \frac{415}{22.5}$

$16.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 20.75 \text{ cm}$

$h_t \geq 18.44cm$

On prend alors l'épaisseur $\boldsymbol{h_t}$ **=20cm (16+4)** tel que :

**d=16 cm** épaisseur de corps creux (poutrelles, hourdis).

**e=4 cm** épaisseur de la dalle de compression.

### II .2.1.2. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces qui peuvent reposer sur deux et trois ou quatre appuis

L'épaisseur de la dalle pleine dépend des conditions d'utilisation et des vérifications de résistances

**Résistance a la flexion :**

Dalle reposant sur 2 appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur 3ou 4 appuis : $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$

Avec :

Lx : la plus grande portée mesurée entre axe

e : épaisseur de la dalle

Pour notre cas on a : $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$ Avec : Lx=450 cm

D'où : $10 < e < 11.25cm$

On adopte **e= 15 cm**

## II .3. Evaluation des charges et surcharges :

## II. 3.1. Les Planchers :

### II. 3.1.1. Plancher terrasse :

**Tableau II.3.1 :** charge à la terrasse

| N | Composant | Epaisseur(m) | Poids surfacique (KN/m²) | Référence |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Gravillon roulé | 0.04 | 0.8 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 0.12 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 3 | Papier kraft | - | 0.05 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 4 | Forme de pente | 0.10 | 2.20 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 5 | Plaque de liège | 0.04 | 0.03 | DTR.B.C.2.2 C.5-POID VOLUMIQUE |
| 6 | Pare vapeur | 0.01 | 0.06 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 7 | Film poly âne | - | 0.01 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 8 | Plancher à corps creux | 16+4 | 2.85 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 9 | Enduit de plâtre | 0.02 | 0.20 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| | | **Total** | **6.32** | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |

### II .3.1.2. Plancher en dalle pleine :

**Tableau II.3.2** : charge à la terrasse

| N | Composant | Epaisseur(m) | Poids surfacique (KN/m²) | Référence |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Gravillon roulé | 0.04 | 0.8 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 0.12 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 3 | Papier kraft | - | 0.05 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 4 | Forme de pente | 0.10 | 2.20 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 5 | Plaque de liège | 0.04 | 0.03 | DTR.B.C.2.2 C.5-POID VOLUMIQUE |
| 6 | Pare vapeur | 0.01 | 0.06 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 7 | Film poly âne | - | 0.01 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 8 | Plancher en dalle pleine | 0.15 | 3.75 | DTR B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES |
| 9 | Enduit de plâtre | 0.02 | 0.20 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| | | **Total** | **7.22** | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |

### II .3.1.3. Plancher courant :

**Tableau II.3.3** :charge de l'étage courant

| N | Composant | Epaisseur(m) | Poids surfacique (KN/m²) | Référence |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 0.40 | DTR.B.C.2.2 C.4-REVETEMENT DU PLANCHER |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 0.54 | DTR.B.C.2.2 ANEXEX VI -A |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 0.40 | DTR.B.C.2.2 C.4-REVETEMENT DU PLANCHER |
| 4 | Plancher à corps creux | 16+4 | 2.85 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 5 | Enduit de plâtre | 0.02 | 0.20 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 6 | Les murs simples cloison | 0.10 | 1.62 | DTR.B.C.2.2 C.1-MACONNERIE |
| | | **Total** | **6.01** | |

### II .3.1.4. Plancher en dalle pleine :

**Tableau II.3.4:** charge de la dalle pleine

| N | Composant | Epaisseur(m) | Poids surfacique (KN/m²) | Référence |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 0.40 | DTR.B.C.2.2 C.4-REVETEMENT DU PLANCHER |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 0.54 | DTR.B.C.2.2 ANEXEX VI -A |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 0.40 | DTR.B.C.2.2 C.4-REVETEMENT DU PLANCHER |
| 4 | Plancher en dalle pleine | 0.15 | 3.75 | DTR B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES |
| 5 | Enduit de plâtre | 0.02 | 0.20 | DTR.B.C.2.2 C.5-TOITURES |
| 6 | Les murs simples cloison | 0.10 | 1.62 | DTR.B.C.2.2 C.1-MACONNERIE |
| | | **Total** | **6.91** | |

### II .3.2. Maçonnerie ;

### II .3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

**Tableau II.3.5:** charge de mur intérieur

| N | Composant | Epaisseur (m) | Poids volumiques (KN/m²) | Poids surfacique (KN/m²) | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en ciment | 0.02 | 0.18 | 0.36 | DTR B.C.2.2 C.2-Enduits |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 0.90 | 0.90 | DTR B.C.2.2 C.1-Maçonnerie |
| 3 | Enduit en ciment | 0.02 | 0.18 | 0.36 | DTR B.C.2.2 C.2-Enduits |
| | | | **Total** | **1.62** | |

### II .3.2.2. Murs extérieurs (double cloison) :

**Tableau II.3.6:** charge de mur extérieur

| N | Composant | Epaisseur (m) | Poids volumiques (KN/m²) | Poids surfacique (KN/m²) | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en ciment | 0.02 | 0.18 | 0.36 | DTR B.C.2.2 C.2-Enduits |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 0.90 | 0.90 | DTR B.C.2.2 C.1-Maçonnerie |
| 3 | L'âme d'air | - | - | - | - |
| 4 | Brique creuse | 0.10 | 0.90 | 0.90 | DTR B.C.2.2 C.1-Maçonneries |
| 5 | Enduit en ciment | 0.02 | 0.18 | 0.36 | DTR B.C.2.2 C.2-Enduits |
| | | | **Total** | **2.52** | |

### II .3.3. Les surcharges d'exploitation ;

**Tableau II.3.7:** Surcharges d'exploitation

| N | étage | Désignation | Charges (KN/m²) | Référence |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Terrasse | Terrasse inaccessible | **1** | Art7.3.3 DTR.B.C.2.2 |
| 2 | Etage courant | Habitation | **1.5** | Art7.1 DTR.B.C.2.2 |
| 3 | RDC | Commerce | **5** | Art7.2.2 DTR.B.C.2.2 |

### II .4. Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré -dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.4.1 RPA99v2003] :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

**Tableau II.4** : Pré- dimensionnement des poutres.

| Elément | Poutre principale | Poutre secondaire | Poutre noyée | Poutre palier |
|---|---|---|---|---|
| **Longueur** | L=4.20m | L=3.85 m | L=4.20m | L=3.70m |
| **Pré-dimensionnement** | $28 \leq h \leq 42$ h=45cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ b=30cm | $25.6 \leq h \leq 38.5$ h=35cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ b=30cm | $28 \leq h \leq 42$ h=30cm $9 \leq b \leq 21$ b=30cm | $24.66 \leq h \leq 37$ h=35cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ b=30cm |
| **Section choisir** | 30cm x 45cm | 30cm x 35cm | 30cm x 30cm | 30cm x 35cm |
| **Vérification RPA99v2003** | $h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{45}{30} = 1.50$ .. cv | $h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.16$ .. cv | $h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{30}{30} = 1$... cv | $h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.16$ .. cv |
| **Conclusion** | **30cm x45cm** | **30cm x 35cm** | **30cm x 30cm** | **30cm x 35cm** |

## II .5. Pré-dimensionnement des longrines [ART 10.1.1 RPA99V2003] :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

- Pour notre projet on a un site S3 donc on choisit **: 30cm x 30 cm**

## II .6. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.
Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003].**

- Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)

- Min (b, h) ≥ $h_e$ / 20
- 1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec $h_e$ : hauteur libre de l'étage.

D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant $N_u$ d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left( \frac{B_r . f_{c28}}{0,9 . \gamma_b} + A . \frac{f_e}{\gamma_s} \right) . \alpha$$

Avec :

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$B_r$ : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires …….B r = (b - 2) (h – 2) $cm^2$

$\gamma_b$: Coefficient de sécurité du béton tel que :

- $\gamma_b$ = 1,5 situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b$ =1,15 situation accidentelle.

$\gamma_s$: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

- $\gamma_s$ = 1,15 situation durable ou transitoire
- $\gamma_s$ = 1 situation accidentelle.

$\alpha$: Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ : L'élancement du poteau considéré

$L_f$=0.7 $L_0$ **:** C'est la longueur de flambement

**i**=$\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ : C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

B=bxh : aire total de la section du poteau

A : section d'acier minimale $A = \frac{B}{1000}$

$fc_{28}$ : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend $fc_{28}$= 25 MPa)

$f_e$ : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe = 400 MPa)

## II .6.1. Décente des charges :

**Tableau II.5 :** calcul de l'effort N.

| Etage | Dimension | Br (mm²) | $L_0$ (m) | $L_f$ (m) | I (m) | λ | α | A (mm²) | $N_{ultime}$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **7eme étage** | 30×30 | 78400 | 3.23 | 2.261 | 0.086 | 26.29 | 0.764 | 90 | 1133.13 |
| **6eme étage** | 30×30 | 78400 | 3.23 | 2.261 | 0.086 | 26.29 | 0.764 | 90 | 1133.13 |
| **5eme étage** | 35×35 | 108900 | 3.23 | 2.261 | 0.1010 | 22.39 | 0.786 | 122.5 | 1618.59 |
| **4eme étage** | 35×35 | 108900 | 3.23 | 2.261 | 0.1010 | 22.39 | 0.786 | 122.5 | 1618.59 |
| **3eme étage** | 40×40 | 144400 | 3.23 | 2.261 | 0.1154 | 19.59 | 0.800 | 160 | 2183.78 |
| **2eme étage** | 40×40 | 144400 | 3.23 | 2.261 | 0.1154 | 19.59 | 0.800 | 160 | 2183.78 |
| **1er étage** | 45×45 | 184900 | 3.23 | 2.261 | 0.1299 | 17.40 | 0.810 | 202.5 | 2830.55 |
| **RDC** | 45×45 | 184900 | 3.23 | 2.261 | 0.1299 | 17.40 | 0.810 | 202.5 | 2830.55 |
| **Entre-sol** | 45×45 | 184900 | 3.23 | 2.261 | 0.1299 | 17.40 | 0.810 | 202.5 | 2830.55 |

## II .6.2. Choix du poteau le plus sollicité :

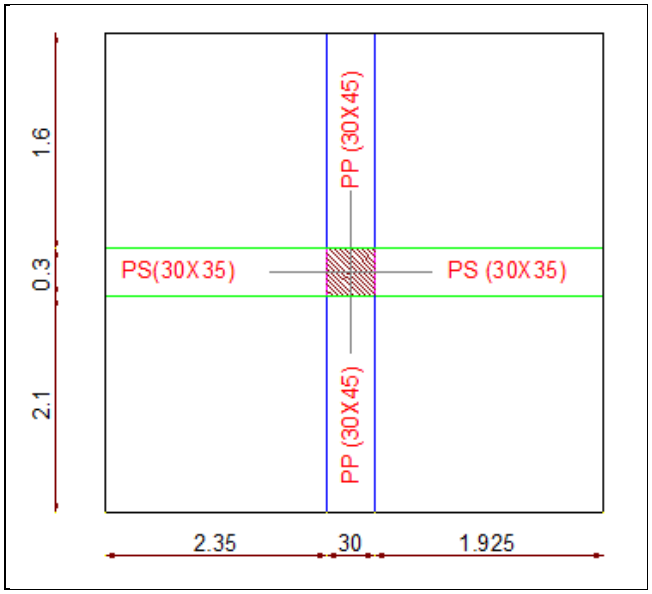



**Figure II-2** : position de poteau le plus sollicité

On a :

- La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

$S_t$=18.3 m²

- La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

$S_P$=15.8175m²

## II .6.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

## II .6.3.1. Calcul des charges permanentes :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse ou courant x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(PP ou PS)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x $h_e$ x poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m$^3$

**Tableau II.6 :** Détermination des charges permanentes.

| Etage | G plancher (KN) | $G_{PP}$ (KN) | $G_{PS}$ (KN) | $G_{poteau}$ (KN) | $G_{étage}$ (KN) | G cumulé (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **7eme étage** | 99.96 | 14.17 | 10.10 | 7.267 | 131.497 | 131.497 |
| **6eme étage** | 95.06 | 14.17 | 10.10 | 7.267 | 126.597 | 258.094 |
| **5eme étage** | 95.06 | 14.17 | 10.10 | 9.892 | 129.222 | 387.316 |
| **4eme étage** | 95.06 | 14.17 | 10.10 | 9.892 | 129.222 | 516.538 |
| **3eme étage** | 95.06 | 14.17 | 10.10 | 12.92 | 132.25 | 648.788 |
| **2eme étage** | 95.06 | 14.17 | 10.10 | 12.92 | 132.25 | 781.038 |
| **1er étage** | 95.06 | 14.17 | 10.10 | 16.351 | 135.681 | 916.719 |
| **RDC** | 95.06 | 14.17 | 10.10 | 16.351 | 135.681 | 1052.4 |
| **Entre-sol** | 95.06 | 14.17 | 10.10 | 16.351 | 135.681 | 1188.081 |

## II .6.3.2. Calcul des surcharges d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec :

*Q* : Charge d'exploitation.

*n*: Nombre d'étage.

$Q_0$: La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q1$ , $Q2$ ,……, $Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers

**Tableau II.7 :** Détermination des charges d'exploitation.

| Etage | Q plancher (KN) | $\frac{3+n}{2n}$ | Q étage (KN) | Q cumulé (KN) |
|---|---|---|---|---|
| **7eme étage** | 1 | / | 21.3925 | 21.3925 |
| **6eme étage** | 1.5 | 1 | 32.0887 | 53.4812 |
| **5eme étage** | 1.5 | 0.95 | 32.0887 | 82.3610 |
| **4eme étage** | 1.5 | 0.90 | 32.0887 | 108.0319 |
| **3eme étage** | 1.5 | 0.85 | 32.0887 | 130.4940 |
| **3eme étage** | 1.5 | 0.80 | 32.0887 | 149.7473 |
| **1er étage** | 1.5 | 0.75 | 32.0887 | 165.7916 |
| **RDC** | 5 | 0.71 | 106.9625 | 234.0337 |
| **Entre-sol** | 2.5 | 0.69 | 53.4813 | 264.9459 |

## II .6.4. Calcul de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

- $N_{ultime}$=1.35G+1.5Q
- Nu= Nu+ 10% Nu =1.1

**Tableau II.8 :** Détermination de l'effort normal ultime

| Etage | Gcum (KN) | $Q_{cum}$ (KN) | Nu (KN) | 1.1Nu (KN) | $N_{ultime}$ (KN) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **7eme étage** | 131.497 | 21.3925 | 209.609 | 230.570 | 1133.13 | Vérifiée |
| **6eme étage** | 258.094 | 53.4812 | 428.648 | 471.513 | 1133.13 | Vérifiée |
| **5eme étage** | 387.316 | 82.3610 | 646.418 | 711.059 | 1618.59 | Vérifiée |
| **4eme étage** | 516.538 | 108.0319 | 859.374 | 945.311 | 1618.59 | Vérifiée |
| **3eme étage** | 648.788 | 130.4940 | 1071.604 | 1178.765 | 2183.78 | Vérifiée |
| **2eme étage** | 781.038 | 149.7473 | 1279.022 | 1406.924 | 2183.78 | Vérifiée |
| **1er étage** | 916.719 | 165.7916 | 1486.258 | 1634.883 | 2830.55 | Vérifiée |
| **RDC** | 1052.4 | 234.0337 | 1771.790 | 1948.969 | 2830.55 | Vérifiée |
| **Entre-sol** | 1188.081 | 264.9459 | 2001.328 | 2201.461 | 2830.55 | Vérifiée |

## II .6.5. Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1. RPA99V2003] :

L'article exige pour une structure située en **zone III** que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

**Tableau II.9 :** Vérification conditions RPA99v2003.

| Dimension | Min ($b_1$,$h_1$) ≥30cm | Min ($b_1$,$h_1$) $\geq \frac{he}{20} = 16.15$ | $1/4 < \frac{b1}{h1} < 4$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| **30x30** | Min (30,30) ≥30cm | Min (30,30) ≥16.15cm | 1/4 < 1 < 4 | Vérifiée |
| **35x35** | Min (35,35) ≥30cm | Min (35,35) ≥16.15cm | 1/4 < 1 < 4 | Vérifiée |
| **40x40** | Min (40,40) ≥30cm | Min (40,40) ≥16.15cm | 1/4 < 1 < 4 | Vérifiée |
| **45x45** | Min (45,45) ≥30cm | Min (45,45) ≥16.15cm | 1/4 < 1 < 4 | Vérifiée |

## II .6.6. Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$

$d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

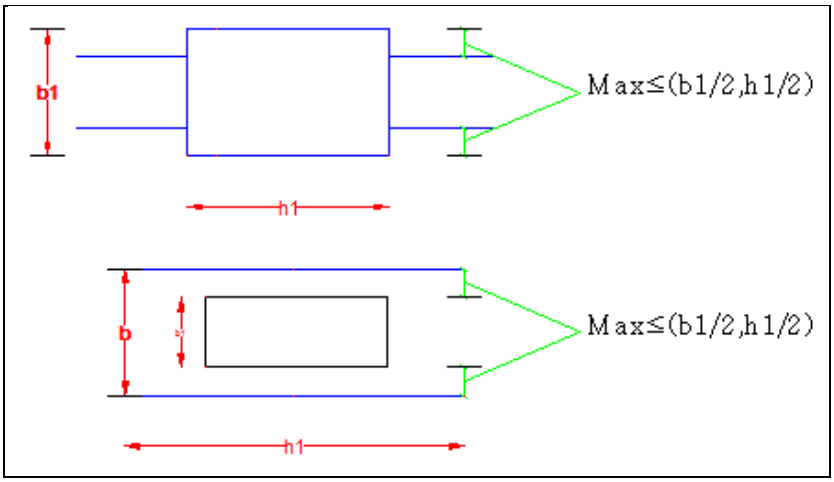



**Figure. II**.: Zones nodales

**Tableau II.10 :** Vérification aux zones nodales.

| Etage | $b_{max}$ (cm) | $h_1$ (cm) | $b_1$ (cm) | $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$ | D (cm) | Max (b1/2;h1/2) | d ≤ Max (b1/2;h1/2) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **$7^{eme}$ et $6^{eme}$** | 40 | 30 | 30 | **vérifiée** | 5 | 15 | **Vérifiée** |
| **$4^{eme}$ et$5^{eme}$** | 40 | 35 | 35 | **vérifiée** | 7.5 | 17.5 | **Vérifiée** |
| **$2^{eme}$ et $3^{eme}$** | 40 | 40 | 40 | **vérifiée** | 10 | 20 | **Vérifiée** |
| **$1^{er}$ et RDC** | 40 | 45 | 45 | **vérifiée** | 12.5 | 22.5 | **Vérifiée** |
| **Sous-sol** | 40 | 45 | 45 | **vérifiée** | 12.5 | 22.5 | **Vérifiée** |

## II .7. Pré-dimensionnement des voiles:

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de **RPA99V2003.P56** : L≥4a

L : longueur du voile

a : l'épaisseur du voile

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre he et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

**Tableau II.11 :** l'épaisseur des voiles

| **Niveau** | **Hauteur (m)** | $\mathbf{a \geq \frac{he}{25}}$ | $\mathbf{a \geq \frac{he}{22}}$ | $\boldsymbol{a \geq \frac{he}{20}}$ | **a (cm)** |
|---|---|---|---|---|---|
| **Tous les étages** | 3.23 | 12.92 | 14.68 | 16.15 | **17** |

## III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

## III.2.Acrotère :

### III.2.1.Introduction :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre
- Une surcharge due au vent estimé à 100Kg/ml
- Le calcul se fait pour une bande de 1m

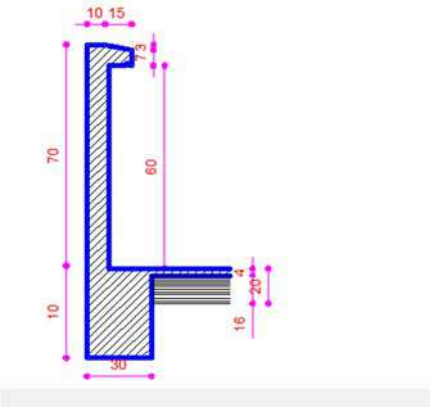



**Figure III.1:**L'acrotere

### III.2.2.Evaluation des charges et surcharges d'exploitation:

**Tableau III.1** : Les efforts à l'ELU et l'ELS

| | | |
|---|---|---|
| G=2.125KN/ml | **ELU** | |
| | Effort normal | Nu = 1.35G = 1.35×2.125 = 2.87 KN |
| | Moment | Mu =1.5×h×Q=1.5×0.7×1=1.05 KN.m |
| | Effort tranchant | Tu = 1.5Q = 1.5×1 = 1.5KN |
| Q=1KN/ml | **ELS** | |
| | Effort normal | Nser = G = 2.125KN |
| | Moment | Mser= h×Q = 0.7×1= 0.7 KN.m |
| | Effort tranchant | Tser = Q = 1.5 KN |

### III.2.3.calcul du ferraillage à L'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel **ROBOT EXPERT 2010 :**

**Tableau .III.2 :** La section d'armatures

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $f_{c28}$= 25Mpa | $f_{tj}$=2.1Mpa | Fe=400Mpa | $\sigma_{badm}$= 14.16 Mpa | $\sigma_{sadm}$= 348 Mpa |
| A= 4.4 $cm^2$ | $A_{choisie}$=6HA10 = 4.71 $cm^2$ | | | St= 10 cm |
| $A_{rep}$=1.18$cm^2$ | $A_{rep\ choisie}$= 3HA8 = 1.51 $cm^2$ | | | St= 10 cm |

## III.2.4.La vérification des contraintes à l'ELS :

**Tableau .III.3 :** Vérification des contraintes

| Vérification des contraintes a L'ELS | | | | Vérification au cisaillement | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_b$=0.4Mpa | $\sigma_{badm}$=15Mpa | vérifiée | | $\tau$= 0.02 Mpa | $\tau$adm=2.5Mpa | vérifiée |
| $\sigma$s=2.6Mpa | $\sigma$s'=3.1Mpa | $\sigma_{adm}$=201.Mpa | vérifiée | | | |

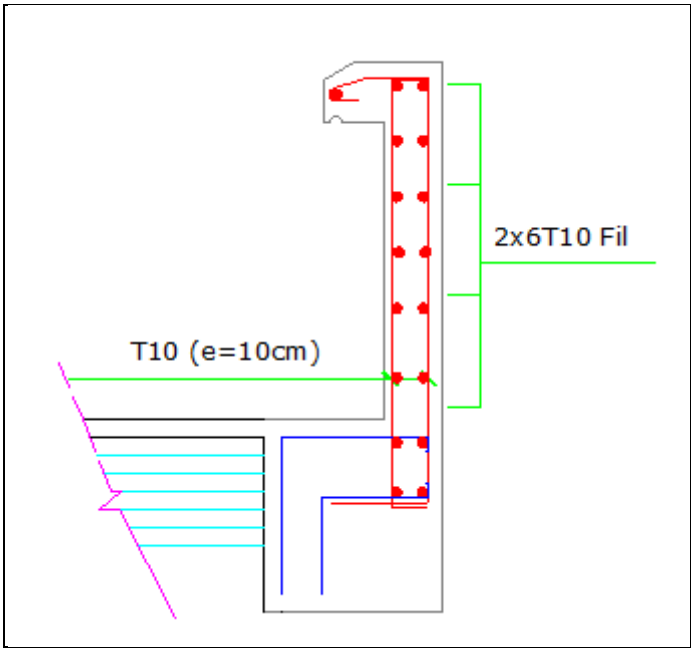



**Figure III.2** : ferraillage de l'acrotère

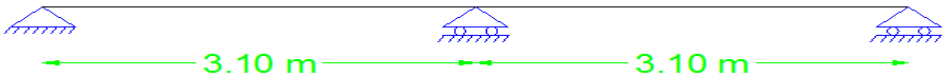
## II.3. Etude des Planchers :

Dans notre structure les planchers sont en corps creux (16+4=20 cm)

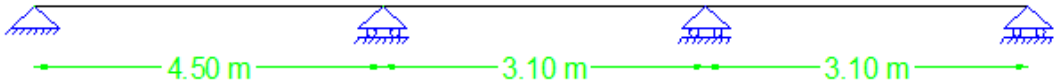
Plancher = poutrelles+ corps creux +dalle de compression

## III.3.1. type des poutrelles :

- **Type 1 :**




- **Type 2 :**




- **Type 3 :**

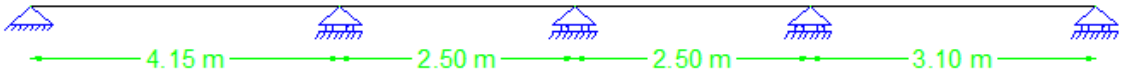



**Figure III.1 : Types des poutrelles**

## 3.2. Calcul des poutrelles :

Elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est :

S= 0.65*L, le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

### III.3.2.1. Avant le coulage :

### III.3.2.1.1.Charges et surcharges:

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique ayant les charges suivantes :

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1\ KN \\ 500 \times 4.50 \end{cases}$$

- son poids propre
- le poids propre du corps creux
- la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :
- $Q = \text{Max}\begin{cases} 1\text{kN} \\ 500\text{N/m} \end{cases}$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

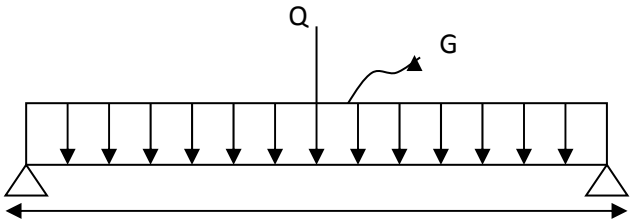



**Fig. III.2 : schématisation de la Poutrelle avant coulage.**

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de : 12*4 cm²

**Tableau III.1: détermination les charges et surcharges**

| L(m) | Surcharge d'exploitation Q(KN) | Charge permanente G(KN) | |
|---|---|---|---|
| 4.50 | $Q = \text{Max}\begin{cases} 1\ KN \\ 500 \times 4.50 \end{cases}$ | **Poids de la poutrelle** | **Poids du corps creux** |
| | | 0.04x0.12x25= 0.12 | 0.65x1 = 0.65 |
| | **Q = 2.25 KN** | **G** = 0.12+0.65= **0.77 KN** | |

### III.3.2.1.2.Détermination le nombre des étaiements :

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI}$$

$$\overline{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L \geq 5\text{m} \\ \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

**Tableau III.2 : détermination le nombre d'étaiement**

| étaiement | L (m) | G (kn/ml) | Q (kn/ml) | E (MPa) | $f$ (mm) | $\overline{f}$ (mm) | Vérification (oui/non) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 4.5 | 0.77 | 2.25 | 32000 | 409.31 | 9 | non |
| 1 | 2.25 | 0.77 | 1.125 | 32000 | 25.58 | 4.5 | non |
| 2 | 1.5 | 0.77 | 1 | 32000 | 5.91 | 3 | non |
| **3** | 1.125 | 0.77 | 1 | 32000 | **2.23** | **2.25** | **oui** |

**Commentaire :**

- On place 3étaiement à une distance **L=1.125 m** pour les poutrelles

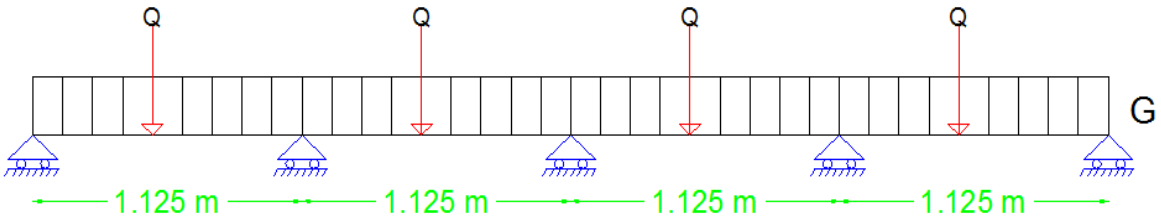



**Figure III.3 : disposition des étaiements**

## II.3.2.2. Après le coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

## III.3.2.2.1.Méthodes de calcul :

### III.3.2.2.1.1.La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

**Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot

### III. 3.2.2.1.3.Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

### III. 3.2.2.1.3.1. Exposé de la méthode :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

### III.3.2.2.3. Calcul des sollicitations :

**Tableau III.3 :** Action de calcul des poutrelles après coulage

| Plancher | G (KN/m²) | Q (KN/m²) | b (m) | G (KN/m²) | Q (KN/m²) | ELU | ELS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Terrasse** | 6.32 | 1 | 0.65 | 3.54 | 0.65 | 5.75 | 4.19 |
| **Habitation** | 6.01 | 1.5 | 0.65 | 3.91 | 0.97 | 6.74 | 4.88 |
| **RDC (commerce)** | 6.01 | 5 | 0.65 | 3.91 | 3.25 | 10.15 | 7.16 |
| **Entre –sol (Dépôt)** | 6.01 | 2.5 | 0.65 | 3.91 | 1.62 | 7.71 | 5.53 |

On choisit (G, Q) de rez -de -chaussée

### Type 1 : poutrelle a deux travées :

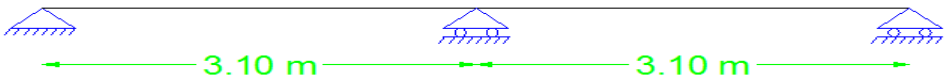



**Figure III.4 : poutrelle a deux travées**

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

| Condition | | Vérification |
|---|---|---|
| **Condition concernant la charge d'exploitation** | | |
| $\mathbf{Q \leq Min\ [2G\ et\ 5KN/m^2]}$ | $3.25 \leq$ Min [7.82 et 5KN/m²] | **Vérifiée** |
| **Condition concernant les caractéristiques géométriques** | | |
| Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées | | **Vérifiée** |
| $\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$ | $0.8 \leq \frac{3.10}{3.10} = 1 \leq 1.25$ | **Vérifiée** |
| **Condition concernant le type de fissuration** | | |
| La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible) | | **Vérifiée** |

➢ Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivant :

**Tableau III.4 :** Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

| Travée | $M_0$ (kN.m) | $M_t$ (kN.m) | $M_w$ (kN.m) | $M_e$ (kN.m) | T0 (kN) | $T_w$ (kN) | $T_e$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **A-B** | 12.19 | 8.15 | -2.44 | -7.31 | 15.73 | 14.16 | -17.30 |
| **B-C** | 12.19 | 8.15 | -7.31 | -2.44 | 15.73 | 17.30 | -14.16 |

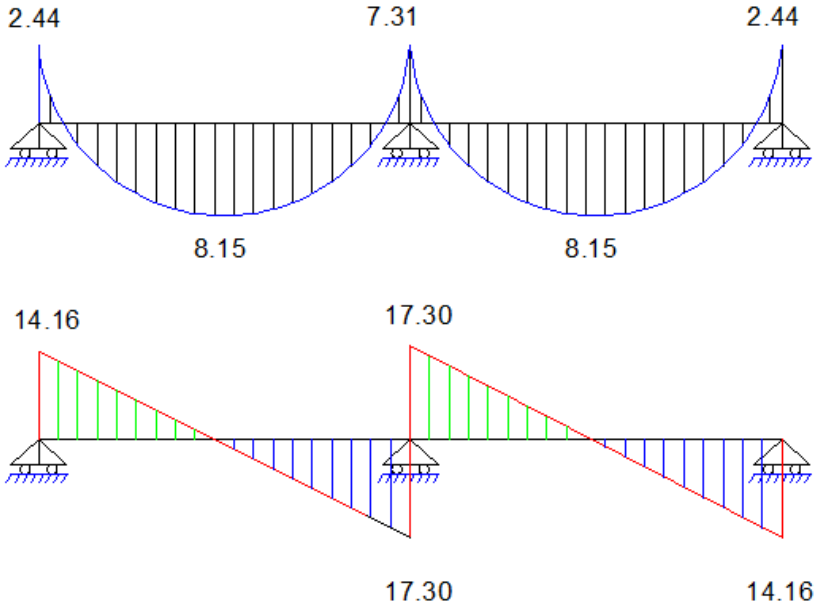



**Figure III.5 :diagramme des poutrelle a deux travées (ELU)**

**Tableau III.5 :** Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

| Travée | $M_0$ (kN.m) | $M_t$ (kN.m) | $M_w$ (kN.m) | $M_e$(kN.m) |
|---|---|---|---|---|
| **A-B** | 8.60 | 5.74 | -1.72 | -5.16 |
| **B-C** | 8.60 | 5.74 | -5.16 | -1.72 |

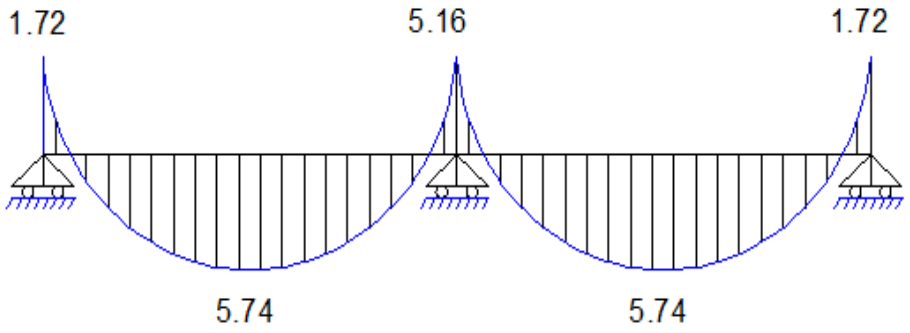



**Figure III.6:diagramme des poutrelle a deux travées (ELS)**

## Type 2 . Poutrelles à trois travées :

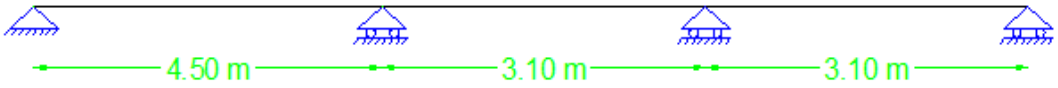



**Figure III.7: poutrelle à trois travées**

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

| Condition | | Vérification |
|---|---|---|
| **Condition concernant la charge d'exploitation** | | |
| $\mathbf{Q \leq Min\ [2G\ et\ 5KN/m^2]}$ | $3.25 \leq$ Min [7.82 et 5KN/m²] | **Vérifiée** |
| **Condition concernant les caractéristiques géométriques** | | |
| Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées | | **Vérifiée** |
| $\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$ | $0.8 \leq \frac{4.50}{3.10} = 1.45 \leq 1.25$ | **Non Vérifiée** |
| **Condition concernant le type de fissuration** | | |
| La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible) | | **Vérifiée** |

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de **CAQUOT**

- Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivant :

**Tableau III.6:** Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées (ELU)

| Travée | $M_0$ (kN.m) | $M_t$ (kN.m) | $M_w$ (kN.m) | $M_e$ (kN.m) | $T_w$ (kN) | $T_e$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **A-B** | 25.69 | 14.02 | 5.14 | 18.20 | 19.93 | -25.74 |
| **B-C** | 12.19 | -1.73 | 18.20 | 9.64 | 18.49 | -12.97 |
| **C –D** | 12.19 | 6.15 | 9.64 | 2.44 | 18.05 | -13.41 |

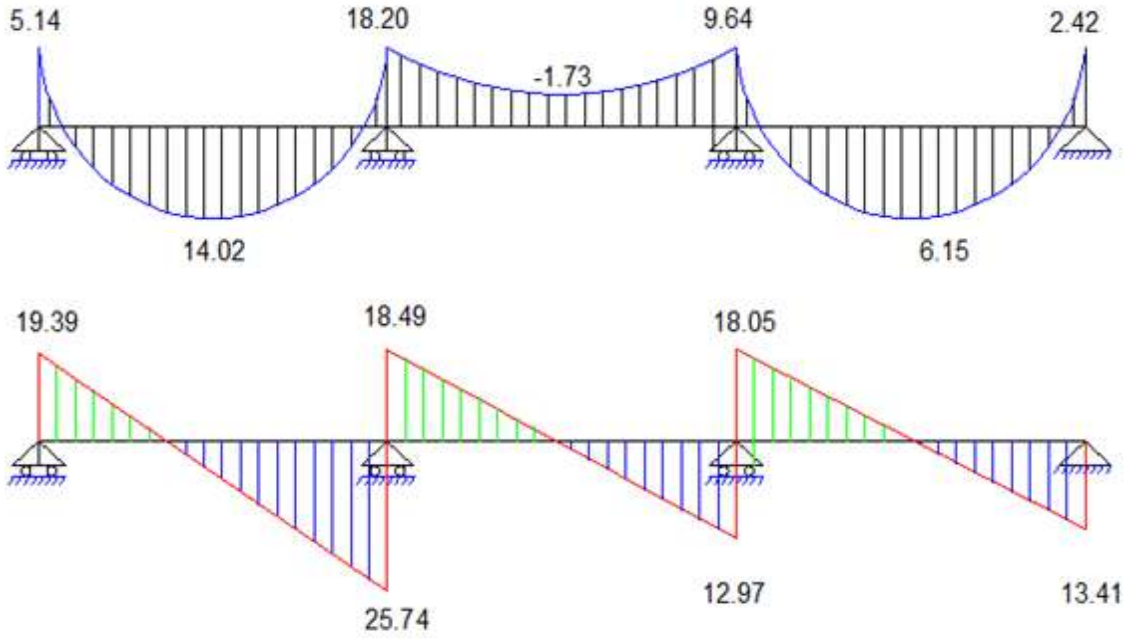



**Figure III.8:diagramme des poutrelle a trois travées (ELU)**

**Tableau III.7:** Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées (ELS)

| Travée | $M_0$ (kN.m) | $M_t$ (kN.m) | $M_w$ (kN.m) | $M_e$ (kN.m) |
|---|---|---|---|---|
| **A-B** | 18.11 | 9.89 | 3.62 | 12.83 |
| **B-C** | 8.60 | -1.22 | 12.83 | 6.80 |
| **C –D** | 8.60 | 4.34 | 6.80 | 1.72 |

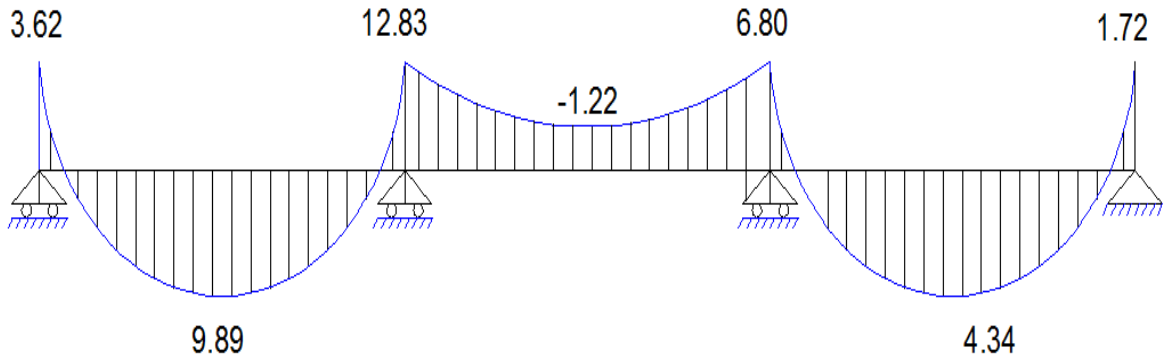



**Figure III.9:diagramme des poutrelle a trois travées (ELS)**

## Type 3. Poutrelles à quatre travées

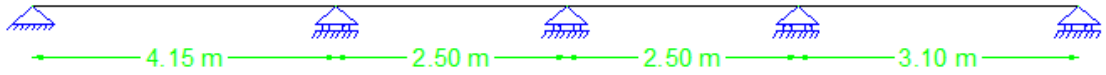



**Figure III.10 : poutrelle à quatre travées**

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

| Condition | | Vérification |
|---|---|---|
| **Condition concernant la charge d'exploitation** | | |
| $\mathbf{Q \leq Min\ [2G\ et\ 5KN/m^2]}$ | $3.25 \leq$ Min [7.82 et 5KN/m²] | **Vérifiée** |
| **Condition concernant les caractéristiques géométriques** | | |
| Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées | | **Vérifiée** |
| $\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$ | $0.8 \leq \frac{4.15}{2.50} = 1.66 \leq 1.25$ | **Non Vérifiée** |
| **Condition concernant le type de fissuration** | | |
| La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible) | | **Vérifiée** |

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT

➢ Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivant :

**Tableau III.8:** Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELU)

| Travée | $M_0$ (kN.m) | $M_t$ (kN.m) | $M_w$ (kN.m) | $M_e$ (kN.m) | $T_w$ (kN) | $T_e$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **A-B** | 21.85 | 11.95 | 4.37 | 15.43 | 18.39 | -23.72 |
| **B-C** | 7.93 | -2.17 | 15.43 | 4.78 | 16.95 | -8.42 |
| **C -D** | 7.93 | 1.12 | 4.78 | 8.85 | 11.06 | -14.31 |
| **D- E** | 12.19 | 6.55 | 8.85 | 2.44 | 17.80 | -13.66 |

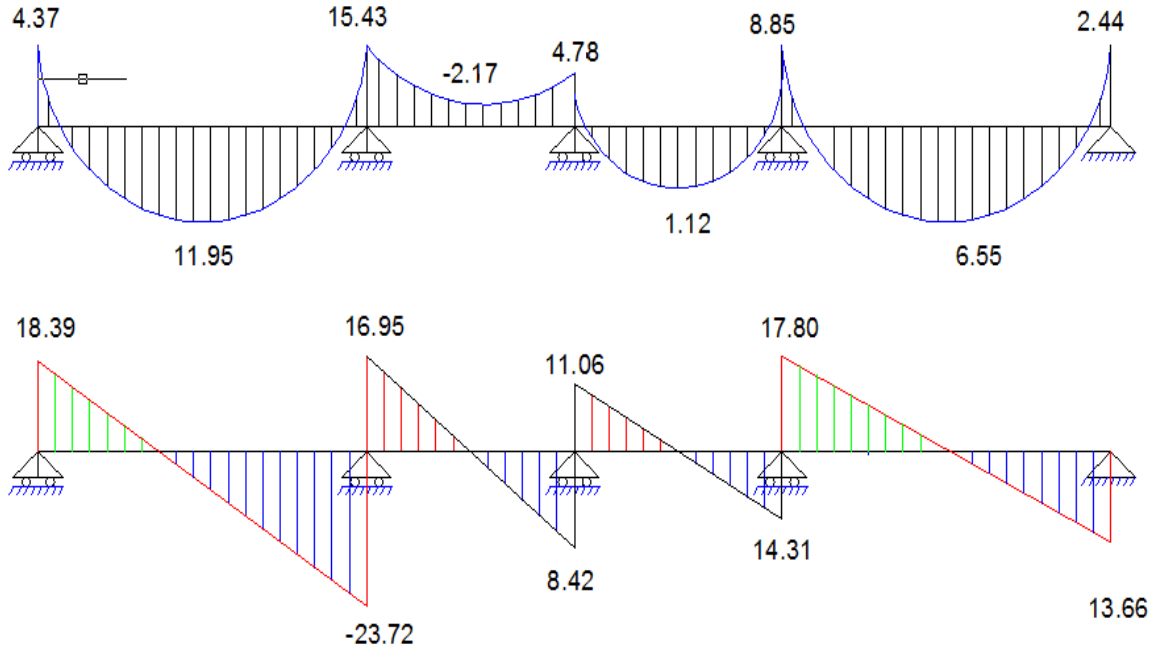



**Figure III.11:diagramme des poutrelle a quatre travées (ELU)**

**Tableau III.9:** Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELS)

| Travée | $M_0$ (kN.m) | $M_t$ (kN.m) | $M_w$ (kN.m) | $M_e$ (kN.m) |
|---|---|---|---|---|
| **A-B** | 15.41 | 8.43 | 3.08 | 10.88 |
| **B-C** | 5.59 | -1.53 | 10.88 | 3.37 |
| **C -D** | 5.59 | 0.79 | 3.37 | 6.24 |
| **D-E** | 8.60 | 4.62 | 6.24 | 1.72 |

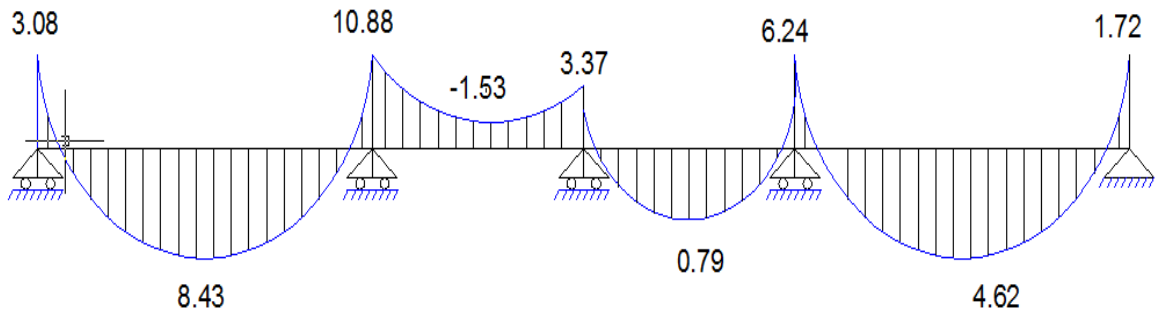



**Figure III.12:diagramme des poutrelle a quatre travées (ELS)**

## III.3.2.2.Calcul de ferraillage:

**Tableau III.10 :** Ferraillage des poutrelles :

| Sollicitation à L'ELU | | Sections d'armatures | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | As1 (cm²) | As2 (cm²) | As1 choisi | As2 choisi |
| 11.95 | 15.43 | 2.2 | 3 | 3HA10= 2.36 | 1HA10+2ch HA12 = 3.05 |

## III.3.2.3.Armatures choisis en travée et en appui

**Tableau III.11 :** Armatures choisis en travée et en appui

| Poutrelle | Sections calculées | | | | Sections choisies | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | As1 (cm²) | As2 (cm²) | A's1 (cm²) | A's2 (cm²) | As1 choisi (cm²) | As2 choisi (cm²) | A's1 choisi (cm²) | A's2 choisi (cm²) |
| Poutrelle | 2.2 | 0 | 0 | 3 | 3HA10 | 1HA10 | 3HA10 | 1HA10+ 2chapHA12 |

### III.3.2.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

**Tableau III.12 :** Vérification des contraintes à l'état limite de service

| Poutrelle | Sollicitation à l'ELS | | Contraintes en travée | | | Contraintes en appui | | | Contraintes admissibles | | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | Mt KN.m | Ma KN.m | $\sigma_b$ MPa | $\sigma_s$ MPa | $\sigma'_s$ MPa | $\sigma_b$ MPa | $\sigma_s$ MPa | $\sigma_s'$ MPa | $[\sigma_b]$ MPa | $[\sigma_b]$ MPa | Oui/non |
| poutrelle | 8.43 | 10.88 | 10.3 | - | - | 10 | - | - | 15 | 15 | Oui |

### III.3.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement :

**Tableau III.13 :** Vérification des contraintes de cisaillement

| Poutre et sollicitation à L'ELU | | | | Vérification | | | Espacement et armatures | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | h (cm) | b (cm) | T (KN) | $\tau_u$ (MPa) | $\tau_{adm}$ (MPA) | Vérification Oui/non | ZN (cm) | ZC (cm) | Ø (mm) | At (cm²) |
| Poutrelle | 20 | 8 | 23.72 | 1.64 | 3.33 | oui | 15 | 15 | 6 | 0.56 |

### III.3.2.5.Vérification des flèches :

**Tableau III.14 :** Vérification des flèches

| poutres | | | | Sollicitation à l'ELS | Armatures principales | fléche | | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | L m | h cm | b cm | M t (KN.m) | As1t (cm²) | ft mm | F adm mm | Oui/non |
| Poutrelle | 4.15 | 20 | 8 | 8.43 | 2.36 | 6.3 | 8.3 | oui |

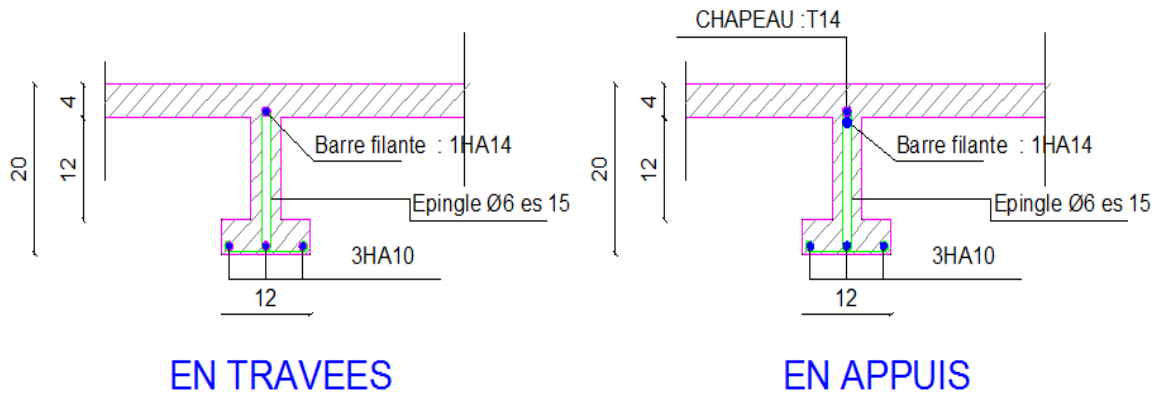



**Figure III.13: Ferraillage des poutrelles**

## III-3-4-Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (20×20) cm2

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $Ln \leq 50cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$

- Si : $50 \leq Ln \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

Ln : Ecartement entre axes des nervures

fe : Limite d'élasticité en [MPA].

### III-3-4-1-Armatures perpendiculaires aux nervures :

$At \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$ $\quad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $At \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; fe=520 MPA ; ϕ=6mm.

Choix des armatures :

5T6 ⟶ A = 1.41cm²

(T6 ⟶ e = 20cm).

### III-3-4-2-Armatures parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :

On a : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23 cm^2$

Choix des armatures :

5T6 ⟶ A = 1.41cm²

(T6 ⟶ e = 20cm).

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS ∅6 (200x200x6)

## III-4- Définition :

L'escalier est un élément secondaire dans la construction servent à relier les étages entre eux et permet la circulation verticales dans la structure.

## III -4-1-Type d'escalier :

On a un escalier droit composé de deux volées,

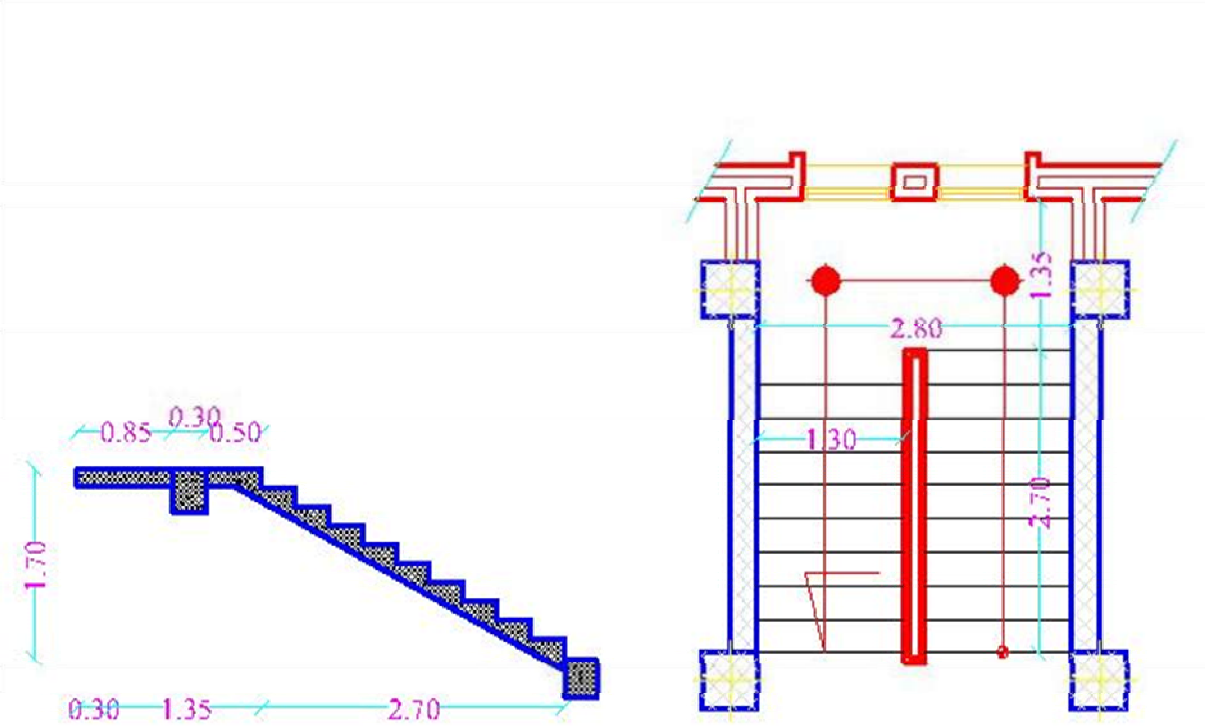



**Figure III.1:**La cage d'escalier

## III -4-2-Dimensions de l'escalier :

**Tableau III.1**: L'inclinaison de la paillasse

| H(m) | L(m) | tg $\alpha$ | arctg $\alpha$ | $L_{paillasse}$(m) |
|---|---|---|---|---|
| 1.70 | 2.70 | 0.6 | 30.96 | 3.19 |

**Tableau III.2 :** La longueur de la paillasse et du palier et l'Epaisseur **:**

| $L_{paillasse}$(m) | $L_{palier}$(m) | $L_{total}$ (m) | $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30}$ |
|---|---|---|---|
| 3.19 | 1.35 | 4.54 | 15 |

## III-4-3-Evaluation des charges et surcharges :

- **Palier**

**Tableau III.3:** Evaluation de la charge permanente du palier

| N | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumiques (KN /m$^3$) | Poids surfaciques KN/m$^2$ | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 | DTR B.C.2.2C.4-Revêtement du plancher |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 | DTR B.C.2.2ANEXES VI-A |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 | DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS |
| 4 | Dalle du pallier | 0.15 | 25 | 3.75 | DTR B.C.2.2 B-POIDSVOLUMIQUES |
| 5 | Enduit ciment | 0.02 | 0.18 | 0.36 | DTR B.C.2.2C.2-ENDUITS |
| G (charges permanentes) | | | | 5.45 KN/m$^2$ | |
| Q (surcharges d'exploitation) | | | | 2.5 KN/m$^2$ | |

- **Paillasse**

**Tableau III.4 :** Evaluation de la charge permanente de paillasse

| N | Composants | Epaiseur (m) | Poids volumiques (KN /m$^3$) | Poids surfaciques KN/m$^2$ | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 | DTR B.C.2.2C.4-Revêtement du plancher |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 | DTR B.C.2.2ANEXES VI-A |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 | DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS |
| 4 | Dalle du pallier | Ep/cosα | 25 | 4.30 | DTR B.C.2.2 B-POIDSVOLUMIQUES |
| 5 | Les marches | h/2 | 25 | 2.13 | DTR B.C.2.2 B-POIDSVOLUMIQUES |
| 6 | Enduit ciment | 0.02 | 18 | 0.36 | DTR B.C.2.2C.2-ENDUITS |
| G (charges permanentes) | | | | 8.14 KN/m$^2$ | |
| Q (surcharges d'exploitation) | | | | 2.5 KN/m$^2$ | |

**Tableau III.5 :** Combinaisons des charges de l'escalier.

| | G(KN/m$^2$) | Q(KN/m$^2$) | $P_u$(KN/m$^2$) | $P_{ser}$(KN/m$^2$) |
|---|---|---|---|---|
| Palier | 5.45 | 2.5 | 11.11 | 7.95 |
| Pallaisse | 8.14 | 2.5 | 14.74 | 10.64 |

**Tableau III.6 :** Moment à L'ELU

| $L_{paillasse}$ (m) | $L_{palier}$ (m) | Ra (KN) | Rb (KN) | V max | X | Mx (KN,m) | Mt (KN,m) | Ma (KN,m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.19 | 1.35 | 32.72 | 29.28 | 32.74 | 2.22 | 36.36 | 30.90 | 18.18 |

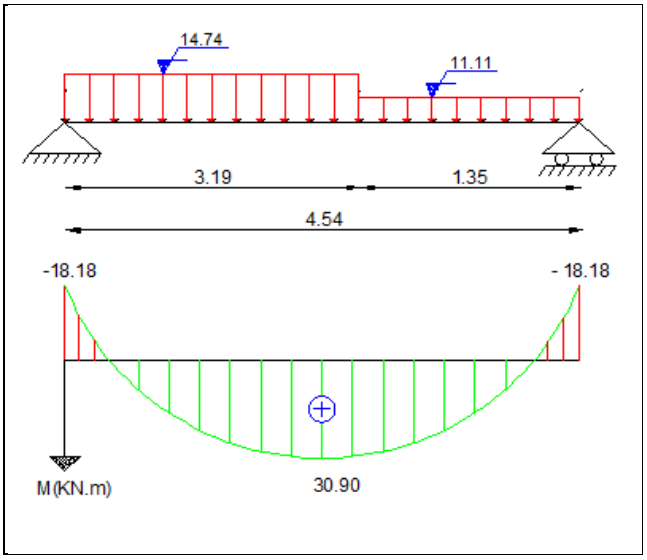



**Figure III.2:** Diagrammes des sollicitations à l'ELU

**Tableau III.7 :** Moment à L'ELS

| $L_{paillasse}$ (m) | $L_{palier}$ (m) | Ra (KN) | Rb (KN) | V max | X | Mx (KN,m) | Mt (KN,m) | Ma (KN,m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.19 | 1.35 | 23.61 | 31.06 | 32.61 | 2.22 | 26.19 | 22.26 | 13.09 |

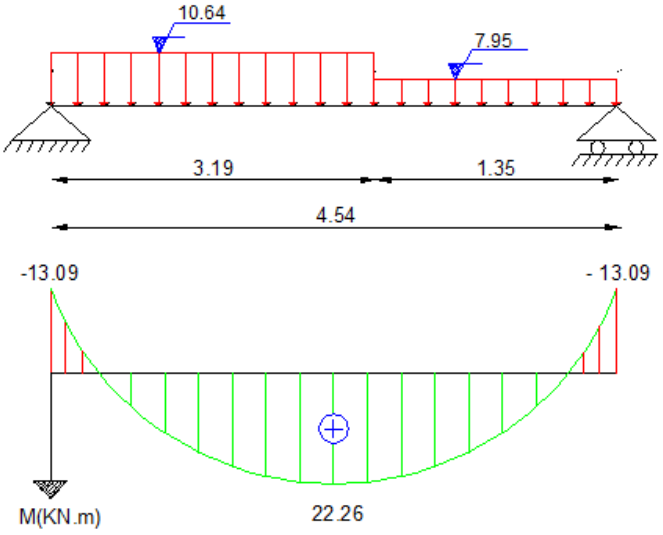



**Figure III.3 :** Diagrammes des sollicitations à l'ELS

## III-4-4-Conclusion :

**Tableau III.8:** Les résultats

| | E.L.U | E.L.S |
|---|---|---|
| Mt $_{max}$(KN.m) | 30.90 | 22.26 |
| Ma $_{max}$(KN.m) | 18.18 | 13.09 |
| T $_{max}$ (KN) | 32.74 | 23.61 |

## III.4.5.Ferraillage de l'escalier :

**Tableau .III.9 :** la section d'armatures

| fc28=25Mpa | ftj=2.1Mpa | | Fe=400Mpa | σbadm=14.2Mpa | | σsadm=348 Mpa |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | M(KN.m) | d(cm) | $\mu < \mu_1$ | $\beta$ | $A_{cal}$(cm²/ml) | $A_{choisir}$(cm²) |
| En travée | 30.90 | 12.5 | 0.139 | 0.924 | 7.68 | 7HA12=7.92 |
| En appuis | 18.18 | 12.5 | 0.082 | 0.957 | 4.37 | 5HA12=5.65 |
| Arep=1.98cm² | Arep choisie = 3HA10 = 2.35 cm$^2$ | | | | | |
| Arep=1.41cm² | | | | | | |

**Tableau .III.10:** Vérification de l'espacement

| | Les armatures longitudinales | Les armatures de répartitions |
|---|---|---|
| En travée | $S_t$ =15cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm | $S_t$ =20cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm |
| En appuis | $S_t$ =15cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm | $S_t$ =20cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm |

**Tableau .III.11:** Vérification des contraintes

| Vérification des contraintes a L'ELS | | | | |
|---|---|---|---|---|
| En travée | M(KN.m)=22.26 | σb=9.32Mpa | σbadm=15Mp | vérifie |
| En appui | M(KN.m)=13.09 | σb=6.08Mpa | σbadm=15Mp | vérifie |
| Vérification au cisaillement | | τ=0.261Mpa | τadm=3.3Mpa | vérifie |

**Tableau .III.12:** Vérification de la fléche

| **ρ** | **$\lambda_i$** | **μ** | **$f_{t28}$ (MPA)** | | **$\sigma_s$** |
|---|---|---|---|---|---|
| **0.006336** | 3.31 | 0.57 | 2.1 | | 254.9 |
| **y1(cm)** | $I_0$ (cm$^4$) | $I_{fi}$(cm$^4$) | $f_i$ (mm) | fadm | $f_i < \bar{f}_{adm}$ |
| **9.21** | 49965.28 | 19039.66 | 7.49 | 9.08 | Vérifiée |

## III-5- Définition :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos , elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier , elle sera calculée en flexion simple , elle a une section (b×h) avec une longueur de L=2.7m.

## III -5-1-Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : Pp=0.3×0.35×25=2.625 KN/ml

Poids de la double cloison: $1.35\times2.52=2.72\ \mathrm{kN/ml}$

$G_T = 5.34\mathrm{kN}$

Les réaction d'appuis :

$$\begin{cases} R(ELU) = 29.28\ KN \\ R(ELS) = 31.06\ KN \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} Pu = 1.35(Pp + Pdouble\ cloison\ ) + Ru = 36.50KN/ml \\ Pser = (Pp + Pdouble\ cloison\ ) + Rser = 36.4\ KN/ml \end{cases}$$

## III -5-2- Calcul de ferraillage :

**Tableau III-13** : Calcul des sollicitations et section d'armatures à l'ACC des poutres palières (30x35)

| Usage | Section | Position | Mu (KN.m) | Combinaison | A calcule ($cm^2$) | A choisies ($cm^2$) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tous les étages | 30x35 | Travée | 88.85 | G+Q+Q+Edx | 7.5 | 3HA14+2CHAP HA14 | 7.70 |
| | | Appui | -77.86 | 0.8G-Edy | 6.5 | 3HA14+2CHAP HA14 | 7.70 |

**Tableau III-14** : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres noyées (30x30)

| Usage | Section | Position | $M_{ser}$ (KN.m) | $A_{s1}$ ($cm^2$) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ Mpa | $\sigma_s$ Mpa | $\sigma'_s$ Mpa | $\overline{\sigma_b}$ Mpa | $\overline{\sigma_s}$, $\sigma'_s$ Mpa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TOUS les étages | 30x35 | Travée | 6.51 | 7.70 | 4.62 | 0.8 | 9.5 | 10.2 | 15 | 201.63 |
| | | Appui | -7.54 | 4.62 | 7.70 | 0.9 | 11.8 | 11 | 15 | 201.63 |

## III -5-3-Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales ($A_t$), ainsi que leurs espacements ($S_t$) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

**Tableau III.15:** Calcul des armatures transversales des poutres palières

| Elément | $\tau_{max}$ (Mpa) | Szn (cm) | Szc (cm) | At (cm²) choisie |
|---|---|---|---|---|
| PP 30x35 | 1.03 | 10 | 15 | 4HA8=2.01 |

## III -5-4-Vérification de la flèche :

**Tableau III.16 :** Vérification de la flèche des poutres palières

| **Ats1 ($cm^2$)** | **Ats2 ($cm^2$)** | **Mt ser (kN. m)** | L (m) | **$\sigma_s$ (MPa)** | **$f_i$ (mm)** | **$f_{adm}$ (mm)** | **$f_i < f_{adm}$** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 7.70 | 4.62 | 6.51 | 2 | 201.63 | 0.1 | 5 | Vérifier |

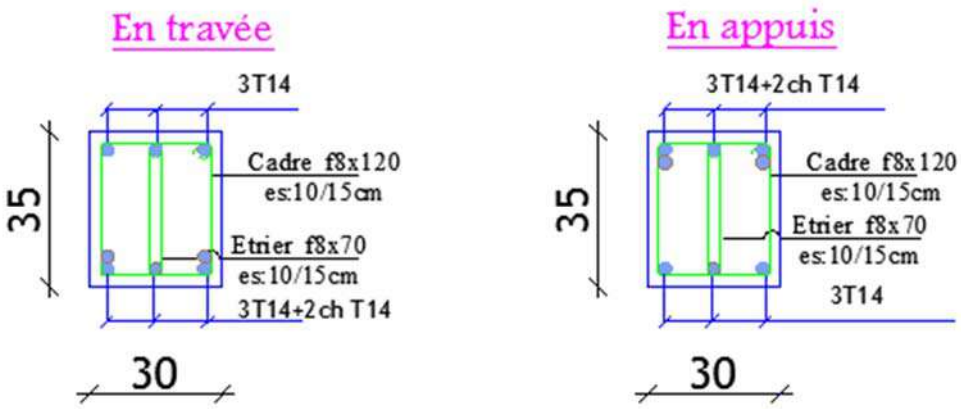



**Figure III.4 :** ferraillage des poutres palières

## III.5.Dalle pleine :

### III.5.1.Introduction :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant sur 2 ,3ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de forme régulière ou irrégulière.

### III.5.2.Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

### III.5.3.Principe de calcul :

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes} - \Sigma \text{ des Travaux Internes} = 0$$

#### III.5.3.1.Travail externe :

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$\textbf{Text} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

**Text =** charge répartie **x** Surface **x** déplacement du centre de gravité de la surface

#### III.5.3.2.Travail interne :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$\textbf{Tint} = \textbf{M.l.}\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

### III.5.4. Calcul des dalles triangulaires :

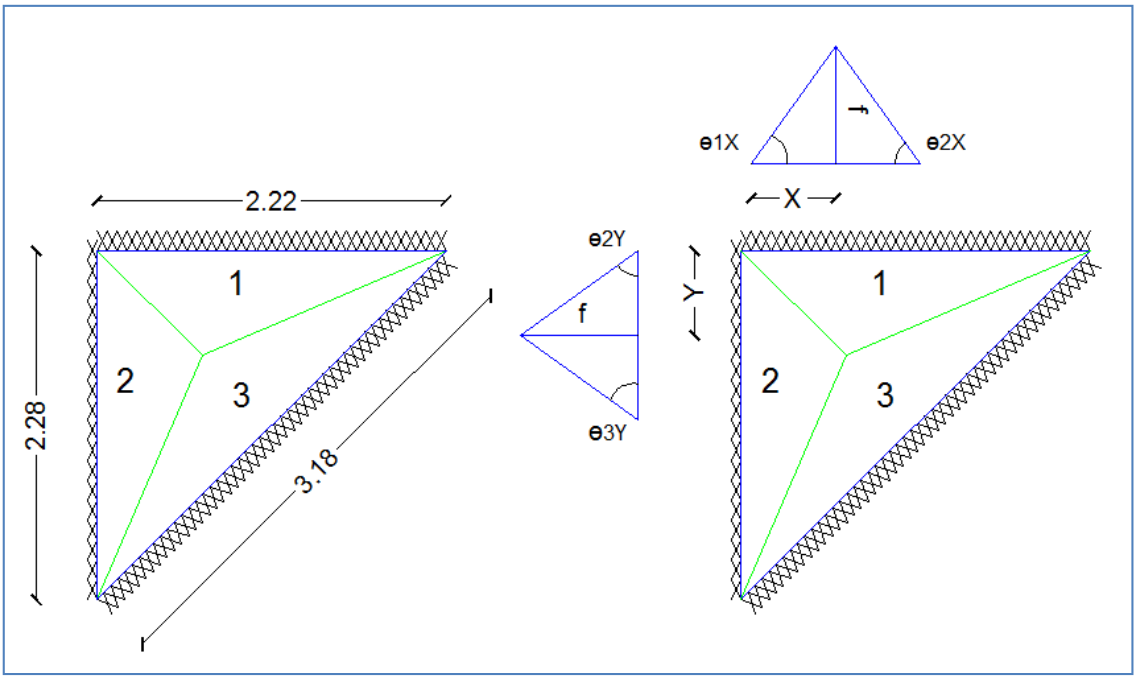



**Figure.III.1 :** Déplacement des zones

### III.5.4.1.calcul de la charge totale :

**Tableau III.1 :** Les charges a l'état ultime et service dans les étages

| Plancher | Pu (KN/m²) | Pser (KN/m²) |
|---|---|---|
| **Terrasse** | 11.247 | 8.22 |
| **Courant (habitation)** | 11.5785 | 8.41 |
| **RDC (commerce)** | 16.83 | 11.91 |
| **Entre –sol (dépôt)** | 13.08 | 9.41 |

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

Pu = 16.83 KN/m²

Pser = 11.91 KN/m²

### III.5.4.2.Détermination de M:

Principe de travail virtuel :

$$\text{Tint} = \text{Text} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \text{Tint} = M \times l \times \theta \\ \text{Text} = P \times f \end{cases}$$

### III.5.4.2.1.Détermination de travail externe :

$$\text{Text}(1) = \text{Pu} \times (\text{S1}) \times \frac{\text{f}}{3} \;;\; \text{Text}(2) = \text{Pu} \times (\text{S2}) \times \frac{\text{f}}{3} \;;\; \text{Text}(3) = \text{Pu} \times (\text{S3}) \times \frac{\text{f}}{3}$$

Donc :

$$\text{Text} = \sum_{i=1}^{3} \text{T}_{\text{ext}}(\text{i}) = \text{Pu} \times (\text{S1} + \text{S2} + \text{S3}) \times \frac{\text{f}}{3} = \text{Pu} \times \left(\frac{\text{L}_\text{x} \times \text{L}_\text{y}}{2}\right) \times \frac{\text{f}}{3}$$

D'où :

$$\text{Text} = \text{Pu} \times \left(\frac{(\text{L}_\text{x} \times \text{L}_\text{y}) * \cos 45}{2}\right) \times \frac{\text{f}}{3} = \text{Pu} \times \left(\frac{(2.22 \times 2.28) * \cos 45}{2}\right) \times \frac{\text{f}}{3} = 1.79 \times \text{Pu} \times \text{f}$$

$$\text{Text} = 1.79 \times \text{Pu} \times \text{f}$$

### III.5.4.2.2.Détermination de travail interne :

$$\text{Tint} = \sum_{i=1}^{3} \text{T}_{\text{int}}(\text{i}) = \text{M} \times \text{f} \times \left(1.5\frac{\text{Lx}}{\text{y}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{x}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{lx} - 2\text{x}} + 2\frac{\text{Lx}}{\text{ly} - 2\text{y}}\right) * \cos 45$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum\text{Tint} = \sum\text{Text}$

$$\text{M} \times \left(1.5\frac{\text{Lx}}{\text{y}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{x}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{lx} - 2\text{x}} + 2\frac{\text{Lx}}{\text{ly} - 2\text{y}}\right) * \cos 45 = 1.79 \times \text{Pu}$$

On obtient :

$$\text{Pu} = \frac{\text{M} \times \left(1.5\frac{\text{Lx}}{\text{y}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{x}} + 2\frac{\text{Ly}}{\text{lx} - 2\text{x}} + 2\frac{\text{Lx}}{\text{ly} - 2\text{y}}\right) * \cos 45}{1.79}$$

$$\text{Pu} = \text{f}(\text{x},\text{y})\,\text{dx} \begin{cases} \frac{\text{dp}}{\text{dx}} \rightarrow \frac{-3.14}{\text{x}^2} + \frac{6.28}{(1.61 - 2\text{x})^2} \\ \frac{\text{dp}}{\text{dy}} \rightarrow \frac{-2.41}{\text{y}^2} + \frac{6.44}{(1.57 - 2\text{y})^2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{x} = 0.52\ \text{m} \\ \text{y} = 0.48\ \text{m} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{Pu} = 9.03 \times \text{Mu} \Rightarrow \text{Mu} = \frac{\text{P}_\text{u}}{9.03} = \frac{16.83}{9.03} = 1.86\ \text{KN.m}$$

Alors : Mu=1.86 KN.m

Mser =1.32 KN.m

### III.5.4.3.calcul de ferraillage a l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 1.395\ KN.m$ ..... Le moment en travée

$Max = May = -0.5 \times Mu = -0.93\ KN.m$ ..... Le moment aux appuis

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mp

**Tableau III.2 :** Calcul de ferraillage a l'ELU

| | M (KN.m) | b (cm) | D (cm) | A ($cm^2$) | $A_{cal}$ ($cm^2$/ml) | $A_{choisir}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 1.395 | 100 | 12.5 | 0.321 | 1.5 | 4HA10=3.14 |
| En appuis | 0.93 | 100 | 12.5 | 0.214 | 1.5 | 4HA10=3.14 |

- Vérification de la section :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \quad \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ . ..... c.v}$$

- Condition d'espacement :

$$St = \frac{100-4}{4} = 24\ cm \text{ on prend } St = 25\ cm$$

$$25cm \leq \text{Min}\left[3h = 45\ ;\ 33cm\right] = 33cm \text{ ..... C.V}$$

### III.5.4.4. Vérification des contraintes a L'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mser = 0.99\ KN.m$ ..... Le moment en travée

$Max = May = -0.5 \times Mser = -0.66\ KN.m$ ..... Le moment aux appuis

### III.5.4.4.1. Vérification des contraintes

$A_t$= 3.14cm² ; $A_a$= 3.14cm²

On doit vérifier : $\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28$

**Tableau III.3 :** Vérification des contraintes

| Sollicitation à l'ELS | | Contraintes en travée | | | Contraintes en appui | | | Contraintes admissibles | | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Mt KN.m** | Ma KN.m | $\sigma_b$ MPa | $\sigma_s$ MPa | $\sigma'_s$ MPa | $\sigma_b$ MPa | $\sigma_s$ MPa | $\sigma_s'$ MPa | $[\sigma_b]$ MPa | $[\sigma_b]$ MPa | Oui/non |
| **0.990** | 0.660 | 0.034 | / | / | 0.023 | / | / | 15 | 15 | oui |

- les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

### III.5.4.4. 2Vérification des contraintes de cisaillement :

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

**Tableau III.4 :** Vérification des contraintes de cisaillement

| V(KN) | $b_o$ (cm) | d (cm) | $\tau$ (MPA) | $\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$ | $\tau \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| **12.97** | 100 | 12.5 | 0.10 | 1.17 | C.V |

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.5.4.4. 3.Vérification de la flèche :

$h = 15$ cm ; $l = 2.28$ cm ; $A = 3.14$ cm²; $b = 100$ cm ; $d = 12.5$ cm

$$M_t = 0.99\ \text{KN.m}\ ; \quad M_a = 1.32\ \text{KN.m}\ ;\ \text{FeE400 MPA}$$

**Tableau III.5 :** Vérification de la flèche

| $\frac{h}{l}$ | $\frac{1}{16}$ | $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ | $\frac{1}{20}\frac{Mt}{M0}$ | $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0}$ | $\frac{A}{b0.d}$ | $\frac{4.2}{fe}$ | $\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.066 | 0.0625 | C.V | 0.0375 | C.V | 0.002 | 0.011 | C.V |

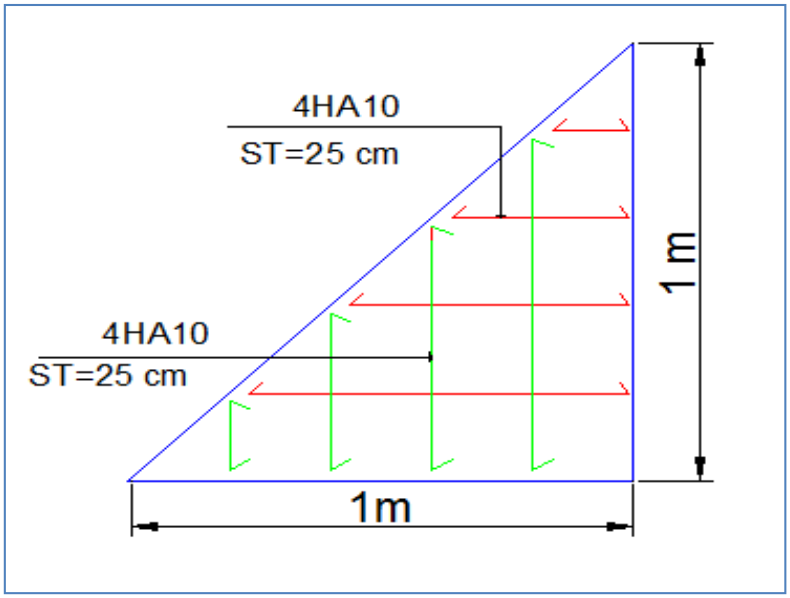



**Figure.III.2 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml**

## IV1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effet destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique .Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### IV.1.1. Choix de la méthode de calcul :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier 29.07 m, donc selon le RPA 2003 ►► [Art 4.1.2] ◄◄, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 19 ».

### IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

### IV.1.2.1. Principe :

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

### IV.1.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 version19 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

### IV.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} \dots\dots\dots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T \ge 3.0s \end{cases}$$

**a-Coefficient d'accélération A : [Modificatifs et compléments aux RPA99 version2003]**

A = 0.25

***facteur de correction d'amortissement η :**

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2*\xi}}$ $\xi = 7\ \%$ (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).

Avec remplissage dense → η = 0,882

**b-Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]:**

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc R=3.5 [Tab 4.3 RPA99v2003]

**c-facteur de qualité Q :(R.P.A 99 VERSION 2003. Tab. 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_X$=1.10 $Q_Y$=1.15

**d-périodes caractéristiques : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7)**

Site *S*3 T1 = 0.15 s
T2 = 0.50 s

## IV.1.3. dispositions des voiles :

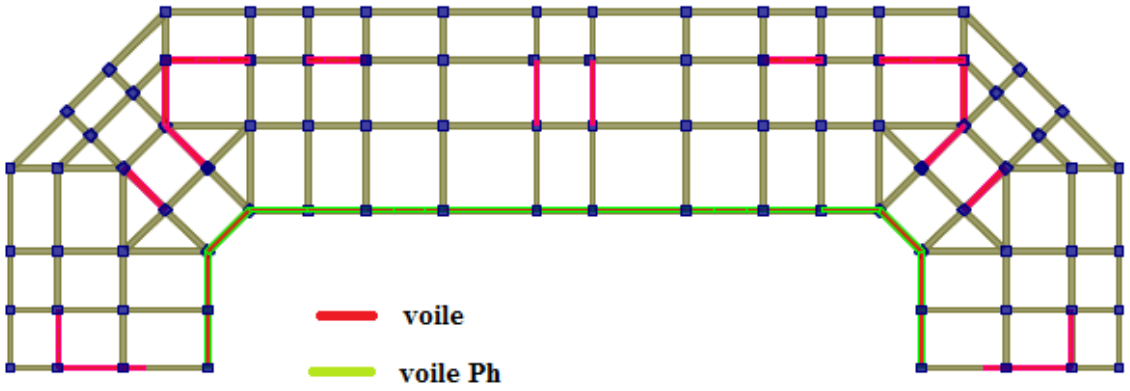



**Figure IV.1 :** disposition des voiles en plan

**Tableau IV.1:** Le comportement des trois premiers modes.

| Mode(i) | Période (s) | UX % | UY % | RZ % |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.502 | 0.15 % | **59.28 %** | 0.21 % |
| 2 | 0.494 | **60.68 %** | 0.15 % | 0.46 % |
| **3** | 0.418 | 0.87 % | 0.067 % | **61.73 %** |

## IV.1.4.Calcul d'excentricité : selon RPA version 2003 [Art.3.5.1.a]

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

D'après les résultats à partir de la sortie de fichier de SAP2000.V.19 suivant :

**a-Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 59.60 m

Largeur du bâtiment =19 m

**b-Excentricité admissible :(Art.4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003)**

Excentricité suivant Ex = 15 %.Lx =8.90 m

Excentricité suivant Ey = 15 %.Ly = 2.85 m

**c-Centre de Rigidité & Centre de Masse :**

**Tableau IV.2 :** Calcul de centre de masse et centre d'inertie

| **Niveau** | | **Inertie et centre d'inertie** | | | | **Masse et centre de Masse** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Plancher N°** | Niveau (m) | ∑ Ix (m4) | ∑ Iy (m4) | XR (m) | YR (m) | Masse.g (kN) | XG (m) | YG (m) |
| **A** | 29.07 | 5.0711 | 4.7397 | 29.65 | 9.27 | 6458.39 | **29.64** | **10.15** |
| **B** | 25.84 | 5.0711 | 4.7397 | 29.65 | 9.27 | 6323.72 | **29.65** | **10.03** |
| **C** | 22.61 | 5.1056 | 4.7742 | 29.65 | 9.25 | 6437.35 | **29.65** | **10.03** |
| **D** | 19.38 | 5.1056 | 4.7742 | 29.65 | 9.25 | 6498.30 | **29.65** | **10.02** |
| **E** | 16.15 | 5.1586 | 4.8272 | 29.65 | 9.23 | 6565.81 | **29.65** | **10.01** |
| **F** | 12.92 | 5.1586 | 4.8272 | 29.65 | 9.23 | 6633.56 | **29.66** | **10.00** |
| **G** | 9.69 | 5.2356 | 4.9042 | 29.65 | 9.21 | 8035.47 | **29.62** | **10.01** |
| **H** | 6.46 | 5.2356 | 4.9042 | 29.65 | 9.21 | 7371.92 | **29.63** | **9.98** |
| **I** | 3.23 | 13.0022 | 8.1501 | 29.60 | 9.25 | 11636.84 | **29.53** | **10.70** |

**d-Excentricité:**

**Tableau IV.3 :** Calcul d'excentricité

| **Excentricité** | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Plancher N°** | Niveau (m) | Ex = \|XR-XG\| (m) | Ey = \|YR-YG\| (m) | Vérification |
| **DIAPH1** | 29.07 | 0.030 | 0.586 | Ok |
| **DIAPH2** | 25.84 | 0.033 | 0.597 | Ok |
| **DIAPH3** | 22.61 | 0.035 | 0.764 | Ok |
| **DIAPH4** | 19.38 | 0.035 | 0.982 | Ok |
| **DIAPH5** | 16.15 | 0.035 | 1.233 | Ok |
| **DIAPH6** | 12.92 | 0.036 | 1.506 | Ok |
| **DIAPH7** | 9.69 | 0.005 | 1.824 | Ok |
| **DIAPH8** | 6.46 | 0.018 | 2.078 | Ok |
| **DIAPH9** | 3.23 | 0.073 | 2.302 | Ok |

**●Justification coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 [Art.3.4.A.4.b]**

On doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP.2000v17) qui sont données ci-après :

**Suivant X :**

**Tableau IV.4 :** Justification du coefficient de comportement R suivant X

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Plancher N° | **Poids Nz (kN)** | **Nz /Poteaux (kN)** | **Nz /Voiles (kN)** | **Effort tranchant Tx (kN)** | **Tx /Poteaux (kN)** | **Tx /Voiles (kN)** |
| **A 29.07** | 6508.384 | 3270.468 | 3237.916 | 2207.434 | 0.000 | 2207.434 |
| **B 25.84** | 12630.174 | 6541.528 | 6088.646 | 3577.175 | 0.000 | 3577.175 |
| **C 22.61** | 19170.879 | 10610.881 | 8559.998 | 4825.128 | 0.000 | 4825.128 |
| **D 19.38** | 25667.103 | 14410.763 | 11256.340 | 5848.183 | 0.000 | 5848.183 |
| **E 16.15** | 32638.876 | 19434.079 | 13204.797 | 6601.137 | 0.000 | 6601.137 |
| **F 12.92** | 39395.722 | 23713.942 | 15681.780 | 7187.493 | 0.000 | 7187.493 |
| **G 9.69** | 48057.236 | 30618.256 | 17438.980 | 7722.497 | 0.000 | 7722.497 |
| **H 6.46** | 55614.467 | 35446.461 | 20168.006 | 8773.435 | 0.000 | 8773.435 |
| **I 3.23** | 66376.879 | 39893.774 | 26483.105 | 10687.304 | 0.000 | 10685.203 |

**Valeurs en pourcentage**

**Tableau IV.5 :** Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Plancher N° | **Poids Nz (%)** | **Nz /Poteaux (%)** | **Nz /Voiles (%)** | **Effort tranchant Tx (%)** | **Tx /Poteaux (%)** | Tx /Voiles (%) |
| **A 29.07** | 100 | 50.250 | 49.750 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **B 25.84** | 100 | 51.793 | 48.207 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **C 22.61** | 100 | 55.349 | 44.651 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **D 19.38** | 100 | 56.145 | 43.855 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **E 16.15** | 100 | 59.543 | 40.457 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **F 12.92** | 100 | 60.194 | 39.806 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **G 9.69** | 100 | 63.712 | 36.288 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **H 6.46** | 100 | 63.736 | 36.264 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **I 3.23** | 100 | 60.102 | 39.898 | 100 | 0.000 | **100.000** |

**Suivant Y :**

**Tableau IV.6 :** Justification du coefficient de comportement R suivant Y

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Plancher N° | **Poids Nz (kN)** | **Nz /Poteaux (kN)** | **Nz /Voiles (kN)** | **Effort tranchant Ty (kN)** | **Ty /Poteaux (kN)** | Ty /Voiles (kN) |
| **A 29.07** | 5361.265 | 3270.468 | 2090.797 | 1923.449 | 0.000 | 1923.449 |
| **B 25.84** | 10660.593 | 6541.528 | 4119.065 | 2422.576 | 0.000 | 2422.576 |
| **C 22.61** | 16564.362 | 10610.881 | 5953.481 | 3476.251 | 0.000 | 3476.251 |
| **D 19.38** | 22327.027 | 14410.763 | 7916.264 | 4389.665 | 0.000 | 4389.665 |
| **E 16.15** | 28834.639 | 19434.079 | 9400.560 | 5167.502 | 0.000 | 5167.502 |
| **F 12.92** | 34953.516 | 23713.942 | 11239.574 | 5830.263 | 0.000 | 5830.263 |
| **G 9.69** | 43125.334 | 30618.256 | 12507.078 | 6526.090 | 0.000 | 6526.090 |
| **H 6.46** | 50046.750 | 35446.461 | 14600.289 | 7431.822 | 0.000 | 7431.822 |
| **I 3.23** | 60654.928 | 39893.774 | 20761.154 | 8783.381 | 0.000 | 8782.165 |

**Valeurs en pourcentage**

**Tableau IV.7 :** Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Plancher N° | **Poids Nz (%)** | **Nz /Poteaux (%)** | **Nz /Voiles (%)** | **Effort tranchant Ty (%)** | **Ty /Poteaux (%)** | Ty /Voiles (%) |
| **A 29.07** | 100 | 61.002 | 38.998 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **B 25.84** | 100 | 61.362 | 38.638 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **C 22.61** | 100 | 64.058 | 35.942 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **D 19.38** | 100 | 64.544 | 35.456 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **E 16.15** | 100 | 67.398 | 32.602 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **F 12.92** | 100 | 67.844 | 32.156 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **G 9.69** | 100 | 70.998 | 29.002 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **H 6.46** | 100 | 70.827 | 29.173 | 100 | 0.000 | **100.000** |
| **I 3.23** | 100 | 65.772 | 34.228 | 100 | 0.000 | **100.000** |

## IV.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 v2003 [19] exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments :**

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

### IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

**Tableau IV.8 :** Le comportement des trois premiers modes

| Mode 1 | Mode 2 | Mode 3 |
|---|---|---|
| Translation suivant l'axe (Y) avec : T1=0.502 | Translation suivant l'axe (x) avec : $T_2$=0.494 | rotation autour de l'axe (Z) avec : $T_3$=0.418 |

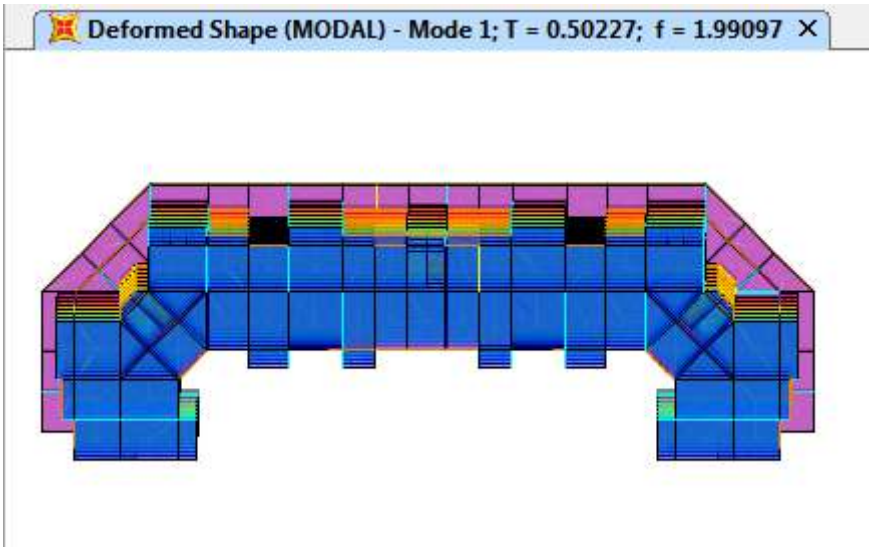



**Figure IV.2 :** Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y)

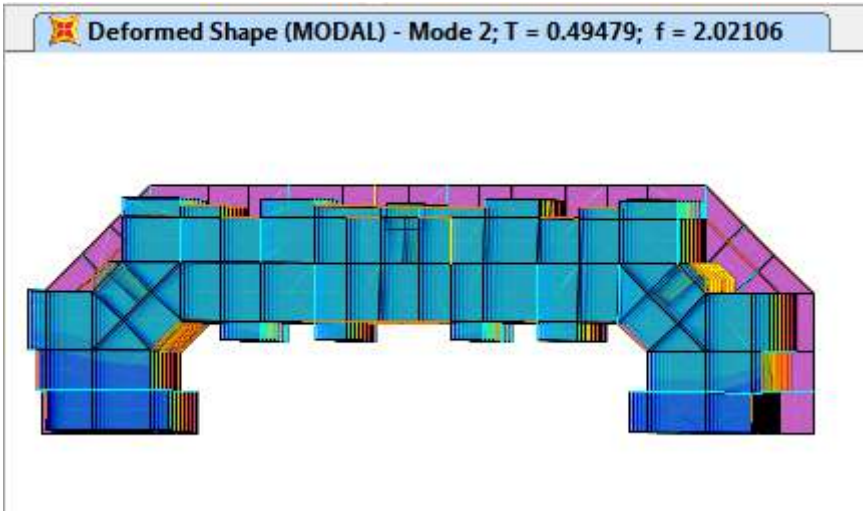



**Figure IV.3 :** Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe X)

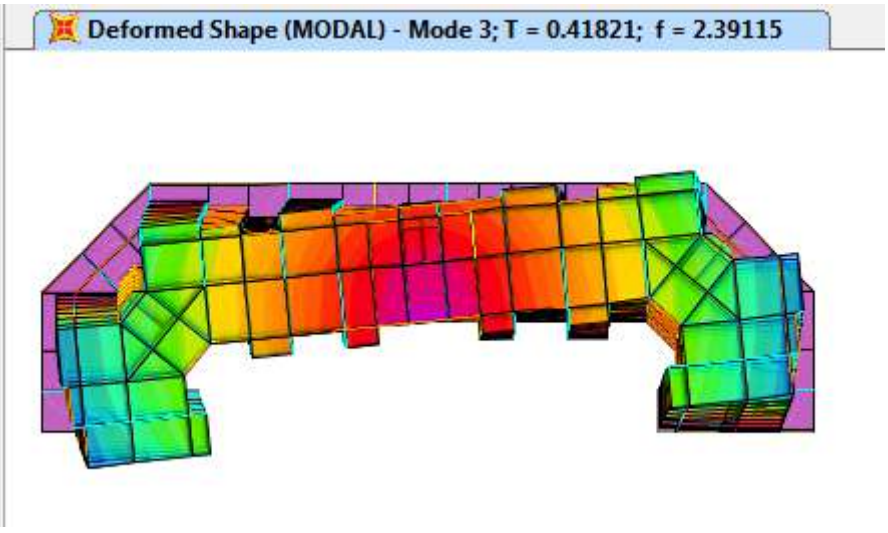



**Figure IV.4 :** Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

### IV.2.2. vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4. a]

**Tableau IV.9:** vérification de participation massique

| Mode | Period (s) | SumUX | SumUY | SumRZ |
|---|---|---|---|---|
| **1** | 0.502 | 0.15% | 60.80% | 0.21% |
| **2** | 0.494 | 59.43% | 60.96% | 0.46% |
| **3** | 0.418 | 59.64% | 60.96% | 61.73% |
| . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . |
| **148** | **0.032** | **90.43%** | **95.13%** | **92.71%** |

❖ **Constatation :**

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir de mode 23 dans les deux directions.

### IV.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 [Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

### Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 VERSION 2003)

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,50s (Avec site $S_3$)

**(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7)**

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7$ **(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).**

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.05\ (29.07)^{\frac{3}{4}} = 0.625\ s$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser aussi la formule : $Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$ (tableau 4.7 R.P.A 2003), où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque direction la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

$$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.33\ s \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.60\ s$$

T = min ($T_1$ , $T_2$ , $T_3$) = 0.33 s

$D = 2.5\eta = 2.205 \ldots\ldots\ldots 0 \leq T \leq 0.50$

W : poids total de la structure :

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

β1 = 0.2 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

β2= 0.6 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

**Tableau IV.10 :** Calcul de la force sismique

| A | $D_x$ | $D_y$ | R | $Q_X$ | $Q_Y$ | $\sum W_i$ (KN) | $V_X$ (KN) | $V_Y$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,25 | 2.205 | 2.205 | 3.5 | 1,10 | 1,15 | 74469.36 | 12901.82 | 13488.26 |

## ❖ Vérification de la force dynamique par apport la force statique

**Tableau IV.11 :** Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

| | $E_d$ | V | $\frac{E_d}{V}$ | $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$ | Scale.Factor | $E_d$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| suivant x | 8993.775 | 12901.82 | 0,697 | cnv | 1,148 | 10324.85 |
| suivant x | 9350.611 | 13488.26 | 0,693 | cnv | 1,154 | 10790.60 |

### ❖ Commentaire :

La force dynamique $V_d$ représente plus de 80% de la force sismque statique dans les deux directions

## IV.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA Version 2003 [Art4.4.1]

❖ **Moment de renversement :**

$M_R = \sum_{i=1}^{n} M_{ri} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_i$

Moment de stabilité :

$M_S = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} . W_i$

La structure est stable au renversement si :

$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

❖ **Moment de stabilité :**

$M_{sx} = 766329.19\ KN.m$

$M_{sy} = 2206307.9\ KN.m$

❖ **Moment de renversement :**

$M_{Rx} = 217727.35\ KN.m$

$M_{Ry} = 212809.39\ KN.m$

❖ **Vérification :**

$M_{sx}/M_{Rx}$ = 3.52 >1.5 (condition vérifiée)

$M_{sy}/M_{Ry}$ = 10.36 >1.5 (condition vérifiée)

❖ **Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les deux sens

## IV.2.5. Vérification des déplacements en tête : selon [Art 4.4.1 RPA99v2003]

$$\delta adm = H/250$$

δadm : déplacement admissible de la structure :

**Tableau IV.12 :** Vérification des déplacements en tête

| | δe (cm) | R | δk = δek * R(cm) | δadm = H/250(cm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| Suivant X | **2.079** | 3.5 | **7.20** | **11.63** | **Ok** |
| Suivant Y | **2.615** | 3.5 | **9.15** | **11.63** | **Ok** |

❖ **Constatation :**

Les déplacements (en tête) sont inférieurs aux déformations admissibles dans les deux directions.

## IV.2.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ **(Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003)**

Avec :

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

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

Selon **(Art.5.10 : RPA 99 VERSION 2003)** :

le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

$$\Delta_K \text{ limite} = 0{,}01 \times he$$

**Tableau IV.13:**Vérification des déplacements inter-étage sens X

| Diaphragme N° | δx (cm) | δx.R (cm) | ΔX (cm) | 0,01.he (cm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| **Diaph A 29.07** | 2.08 | 7.28 | 1.05 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph B 25.84** | 1.78 | 6.23 | 1.05 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph C 19.38** | 1.48 | 5.18 | 1.05 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph D 16.15** | 1.18 | 4.13 | 1.05 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph E 12.92** | 0.88 | 3.08 | 0.94 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph F 9.69** | 0.61 | 2.14 | 0.88 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph G 6.46** | 0.36 | 1.26 | 0.7 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph G 3.23** | 0.16 | 0.56 | 0.45 | 3.23 | **Ok** |

**Tableau IV.14:**Vérification des déplacements inter-étage sens Y

| Diaphragme N° | δy (cm) | δy.R (cm) | ΔY (cm) | 0,01.he (cm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| **Diaph A 29.07** | 2.62 | 9.17 | 1.26 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph B 25.84** | 2.26 | 7.91 | 1.26 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph C 19.38** | 1.9 | 6.65 | 1.26 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph D 16.15** | 1.54 | 5.39 | 1.29 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph E 12.92** | 1.17 | 4.1 | 1.19 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph F 9.69** | 0.83 | 2.91 | 1.09 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph G 6.46** | 0.52 | 1.82 | 0.94 | 3.23 | **Ok** |
| **Diaph G 3.23** | 0.25 | 0.88 | 0.67 | 3.23 | **Ok** |

❖ **Constatation :**

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans les deux directions.

## IV.2.6. Vérification du cisaillement des éléments RPA v 2003[ART7.4.3.2] :

❖ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \tau_{adm}$$

●**Poutres :**

**Tableau IV.15:**Vérification des contraintes de cisaillement des poutres

| section | h (cm) | b (cm) | L (m) | Combinaisons (Max) | τ (MPa) | $\tau_{adm}$ (Mpa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **PP30×45** | 45 | 30 | 7.12 | G + Q+ $Q_1$+ Edx | 1.144 | 4.35 | ok |
| **PS30×35** | 35 | 30 | 2.5 | 1.35G +1.5Q + 1.5$Q_1$ | 1.374 | 3.33 | ok |
| **PPaliere** | 35 | 30 | 1.59 | G + Q + $Q_1$ + Edy | 1.035 | 4.35 | ok |
| **PN30×30** | 30 | 30 | 4.5 | 1.35G +1.5 Q+ 1.5$Q_1$ | 1.272 | 3.33 | ok |
| **LON30×30** | 30 | 30 | 5 | 1.35 G+1.5Q + 1.5$Q_1$ | 0.081 | 2.5 | ok |

❖ **Commentaire :**

Toutes les sections des poutres sont suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement

●**Poteaux :**

Avec le système de contreventement **R=3.5** l'effort sismique est absorbée uniquement par les voiles, l'effort tranchant dans les poteaux est **nulle** (théoriquement) donc $T_p$=0 et $\tau = 0$.

## IV.2.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003 [Art 7.1.3.3]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Section des poteaux a la base 45x45

**Tableau IV.16 :** Vérification de l'effort normal réduit à la base

| | $N_d$ (KN) | Sous la combinaison | ν | Vérification ν≤0.3 |
|---|---|---|---|---|
| **Pot45*45** | 1494.618 | G+Q+$Q_1$+Edx | 0.323 | Non |
| **Pot45*45** | 1512.862 | G+Q+ Q1+Edy | 0.327 | Non |

❖ **Commentaire :**

Tous les sections des poteaux (45×45 ; 40×40,35×35,30×30) sont justifié suffisante pour éviter le risque de rupture fragile sauf un seul poteau c'est le poteau le plus sollicité

● **Solution :**

Redimensionner la section des poteaux de la base on prend un poteau de **50×50**

● **Justification :**

**Tableau IV.17 :** Vérification de l'effort normal réduit à la base

| | $N_d$ (KN) | Sous la combinaison | ν | Vérification ν≤0.3 |
|---|---|---|---|---|
| **Pot50*50** | 1494.618 | G+Q+$Q_1$+Edx | 0.259 | Oui |
| **Pot50*50** | 1512.862 | G+Q+ Q1+Edy | 0.293 | Oui |

## IV.2.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003[Art 5.9]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

**Tableau IV.18 :** Vérification l'effet P-Δ sens X

| Niveau k | hi | wi (kN) | $V_{kx}$ (kN) | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\theta_{kx}$ | θx≤ 0,10 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A | 29.07 | 6456.08 | 1988.48 | 323 | 0.0106 | Vérifiée |
| B | 25.84 | 6321.46 | 1730.68 | 323 | 0.0119 | Vérifiée |
| C | 22.61 | 6435.05 | 1541.55 | 323 | 0.0141 | Vérifiée |
| D | 19.38 | 6495.98 | 1333.84 | 323 | 0.0158 | Vérifiée |
| E | 16.15 | 6563.46 | 1123.08 | 323 | 0.017 | Vérifiée |
| F | 12.92 | 6631.19 | 907.74 | 323 | 0.019 | Vérifiée |
| G | 9.69 | 8032.59 | 824.68 | 323 | 0.0211 | Vérifiée |
| E | 6.46 | 7369.28 | 504.39 | 323 | 0.0222 | Vérifiée |
| I | 3.23 | 11632.68 | 398.1 | 323 | 0.0100 | Vérifiée |

**Tableau IV.19 :** Vérification l'effet P-Δ sens Y

| Niveau k | hi | wi (kN) | $V_{ky}$ (kN) | $\Delta_{ky}$ (cm) | $\theta_{ky}$ | $\theta x \leq 0,10$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A | 29.07 | 6456.08 | 2074.83 | 323 | 0.0121 | Vérifiée |
| B | 25.84 | 6321.46 | 1805.84 | 323 | 0.0137 | Vérifiée |
| C | 22.61 | 6435.05 | 1608.5 | 323 | 0.0156 | Vérifiée |
| D | 19.38 | 6495.98 | 1391.77 | 323 | 0.0182 | Vérifiée |
| E | 16.15 | 6563.46 | 1171.86 | 323 | 0.0212 | Vérifiée |
| F | 12.92 | 6631.19 | 947.16 | 323 | 0.0236 | Vérifiée |
| G | 9.69 | 8032.59 | 860.49 | 323 | 0.0272 | Vérifiée |
| H | 6.46 | 7369.28 | 526.29 | 323 | 0.029 | Vérifiée |
| I | 3.23 | 11632.68 | 415.39 | 323 | 0.0182 | Vérifiée |

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ dans les deux directions.

## IV.3 Conclusion:

- La structure est stable.

Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

## V.1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul de ferraillage, pour les différentes combinaisons de calcul :

● Les poutres seront calculées en flexion simple sauf dans le cas des charges thermiques les poutres travaillent en flexion composée.

● Les poteaux seront calculés en flexion composée

● Les voiles seront calculées soit en flexion composée pour les trumeaux et flexion simple ou traction/compression pour les linteaux.

● Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du CBA93 et RPA99 version 2003.

## V.2.Ferraillage des poutres :

### V.2.1.Ferraillage des poutres principales :

#### V.2.1.1.Ferraillage longitudinales :

► **Rôle des armatures longitudinales :** sont disposées pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion en travée et en appuis

►**Combinaison de calcul :** à l'ELU (1.35G+1.5Q) et à l'ACC (0.8G+E, G+Q+E)

►**Vérification des contraintes à l'ELS :** Toujours on vérifiée a l'ELS le cas le plus défavorable dans la durée de vie des structures ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ , $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ , $\sigma'_s \leq \overline{\sigma_s}$).

**Sections minimales et maximales :**

● **RPA2003 ART 7.5.2.1:**

$$\begin{cases} 0.5\% \leq \dfrac{A}{B.h} \leq 4\% & \text{au niveau de la zone courante} \\ 0.5\% \leq \dfrac{A}{B.h} \leq 6\% & \text{au niveau de la zone de recouvrement} \end{cases}$$

●**CBA93 ART B.6.4:**

$$\text{Section tendu } A_{tmin} = 0.1\%.b.h\ (cm^2)$$

**Longueur minimale de recouvrement :** $\begin{cases} 40\emptyset \text{ max} & \text{en zone I , IIa, IIb} \\ 50\emptyset \text{ max} & \text{en zone III} \end{cases}$

**Les longueurs des chapeaux :** les chapeaux sont toujours dans les zones tendus en travée et en appuis **.**

**Les matériaux et les données de calcul :**

**Tableau V.1 :** les données de calcul

| Situation durable | | Situation accidentelle | |
|---|---|---|---|
| Béton | Acier | Béton | Acier |
| **$\gamma b = 1,5$** | $\gamma s = 1,15$ | $\gamma b = 1,15$ | **$\gamma s = 1$** |
| **$\sigma b = 25$ Mpa** | FeE 400 | **$\sigma b = 25$ Mpa** | FeE 400 |

### VII.2.1.2.Ferraillage Transversales :

**Rôle des armatures transversales :** sont disposées pour équilibrer les contraintes de cisaillement due aux efforts tranchant

**La quantité de ferraillage:** $A_t = \frac{T_{max}\,\gamma_s}{Fe}$

**Sections minimales :** La quantité d'armatures transversales minimales est données par

$$A_{tmin} = 0.003 S_{tmin}\ .b$$

$S_{tmin}$ : Espacements entre deux cadres successifs, il est donnée par :

$S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right]$ **Zone nodale**

$S_t \leq \frac{h}{2}$ **Zone courante**

La valeur du diamètre $\emptyset$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamétre utilisé.

## ❖ Calcul de ferraillage :

### ●Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC :

#### ►Les poutres

**Tableau V-2 :** Ferraillage longitudinal des poutres (30x45)

| L'élément | Section | Position | Mu (KN.m) | Combinaison | A cal ($cm^2$) | A choisies ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **PP1** | 30x45 | Travée | 167.70 | 0.8G+Edx | 10.9 | 3HA14+4ChHA16=12.66 |
| | | Appui | -187.53 | G+Q+Q1+Edx | 12.3 | 3HA14+4ChHA16=12.66 |
| **PN** | 30x30 | Travée | 27.17 | ELU | 3 | 3HA14=4.62 |
| | | Appui | -38.98 | ELU | 4.4 | 3HA14=4.62 |
| **PP2** | 30x35 | Travée | 97.32 | G+Q+Q1+Edy | 6.6 | 3HA12+3ChHA14=8.01 |
| | | Appui | -108.75 | G+Q+Q1+Edx | 7.5 | 3HA12+3ChHA14=8.01 |
| **PS** | 30x35 | Travée | - | - | - | - |
| | | Appui | -129.22 | G+Q+Q1+Edx | 9.1 | 6HA14=9.24 |

## 1-1.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$ ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$ ] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

**Tableau V-3:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

| L'élément | Position | $M_{ser}$ (KN.m) | $As_1$ ($cm^2$) | $As_2$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma'_s$ (MPa) | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | $\overline{\sigma_s}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PP1 (30x45) | Travée | 37.14 | 12.66 | 4.26 | 3.2 | - | - | 15 | 201.63 |
| | Appui | -86.14 | 12.66 | 4.26 | 3.2 | - | - | 15 | 201.63 |
| PN (30x30) | Travée | 19.16 | 4.62 | 4.62 | 4.6 | 47.3 | 166.7 | 15 | 201.63 |
| | Appui | -32.62 | 4.62 | 4.62 | 7.8 | 201.6 | 80.7 | 15 | 201.63 |
| PP2 (30x35) | Travée | 40.25 | 3.39 | 3.39 | 6.3 | 174.5 | 72.9 | 15 | 201.63 |
| | Appui | -87.32 | 3.39 | 3.39 | 8.6 | 192.5 | 84.5 | 15 | 201.63 |
| PS (30x35) | Travée | - | 4.62 | 4.62 | - | - | - | 15 | 201.63 |
| | Appui | -47.71 | 9.24 | 9.24 | 5.9 | 68.9 | 174.9 | 15 | 201.63 |

## 1-2.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

**Tableau V-4 :** vérification de ferraillage des poutres avec les règlements

| L'élément | Position | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ RPA99 | $A_{min}$ CBA93 | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| PP1 30x45 | Travée | 3HA14+4ChHA16=12.66 | 6.75 | 1.35 | Vérifier |
| | Appui | 3HA14+4ChHA16=12.66 | | | |
| PN 30x30 | Travée | 3HA14=4.62 | 4.50 | 0.9 | Vérifier |
| | Appui | 3HA14=4.62 | | | |
| PP2 30x35 | Travée | 3HA12+3ChHA14=8.01 | 5.25 | 1.05 | Vérifier |
| | Appui | 3HA12+3ChHA14=8.01 | | | |
| PS 30x35 | Travée | - | 5.25 | 1.05 | Vérifier |
| | Appui | 6HA14=9.24 | | | |

## 1-3.Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales ($A_t$), ainsi que leurs espacements($S_t$) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

**Tableau V-5 :** Calcul des armatures transversales des poutres

| | | **CBA93** | | **RPA99v2003** | | | **St adopté** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Elément | $\tau_{max}$ (Mpa) | St (cm) | At ($cm^2$) | Stn (cm) | Stc (cm) | At ($cm^2$) | Szn (cm) | Szc (cm) | At ($cm^2$) choisie |
| PP1 30x45 | 1.14 | 15 | 2.01 | 10 | 15 | 0.9 | 10 | 15 | 4HA8=2.01 |
| PN 30x30 | 1.27 | 15 | 2.01 | 10 | 15 | 0.9 | 10 | 15 | 4HA8=2.01 |
| PP2 30x35 | 1.16 | 15 | 2.01 | 10 | 15 | 0.9 | 10 | 15 | 4HA8=2.01 |
| PS30x35 | 1.37 | 15 | 2.01 | 10 | 15 | 0.9 | 10 | 15 | 4HA8=2.01 |

## 1-4.Vérification de la flèche

**Tableau V-6 :** Vérification de la flèche des poutres

| **Elément** | **Mt ser (kN. m)** | **$At_{s1}$ ($cm^2$)** | **$At_{s2}$ ($cm^2$)** | **L (m)** | **$f_i$ (mm)** | **$f_{adm}$ (mm)** | **$f_i < f_{adm}$** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **PP1 30x45** | 37.14 | 12.66 | 4.62 | 4.5 | 0.7 | 9 | Vérifier |
| **PP2 30x35** | 40.25 | 8.01 | 3.4 | 4.5 | 3.9 | 16 | Vérifier |
| **PN 30x30** | 19.16 | 4.62 | 4.62 | 4.5 | 3.3 | 9 | Vérifier |

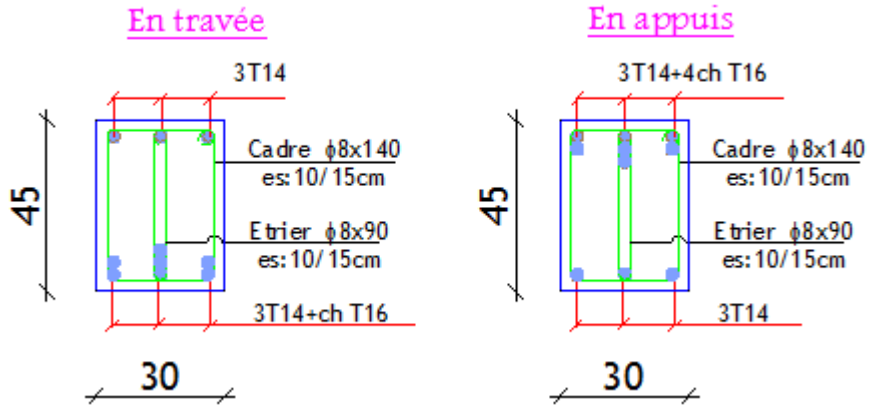



**Figure V-1 :** Ferraillage des poutres principales 1

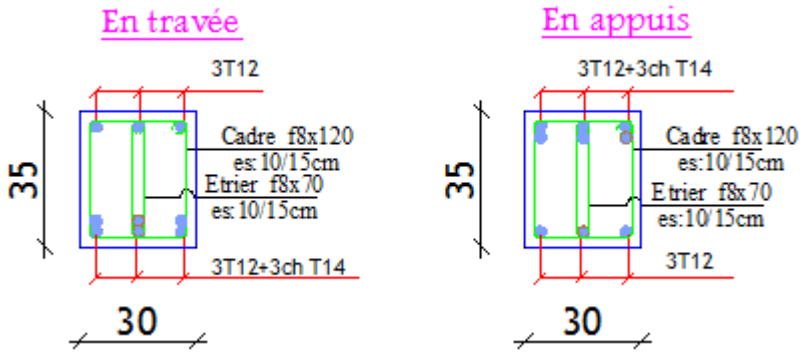



**Figure V-2 :** Ferraillage des poutres principales 2

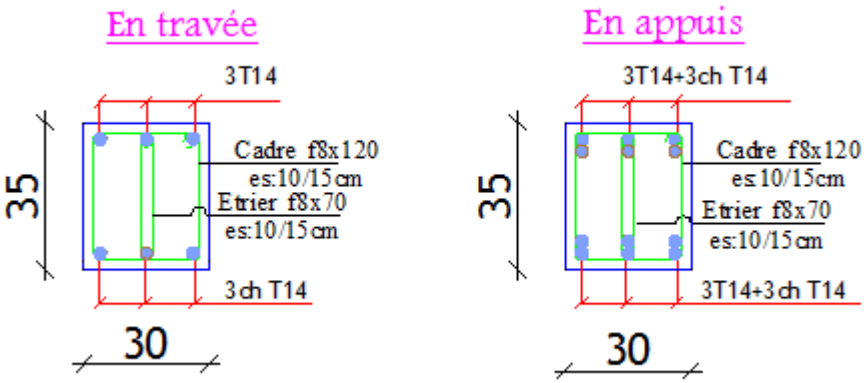



**Figure V-3 :** Ferraillage des poutres secondaire

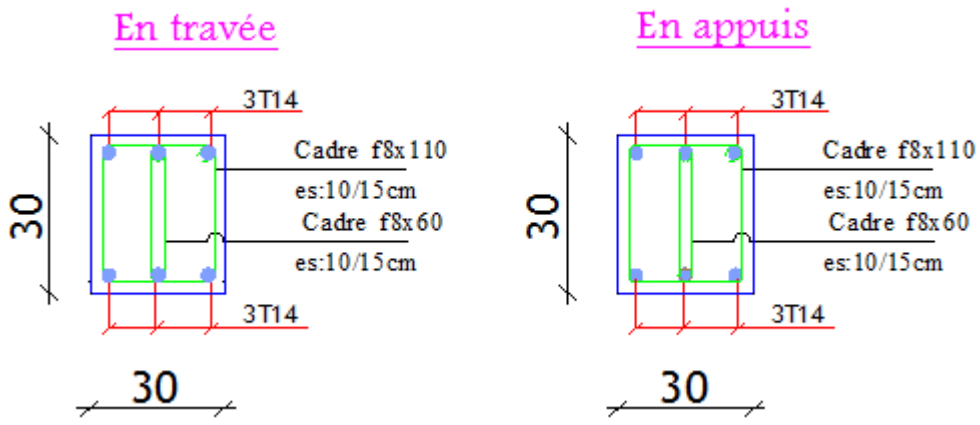



**Figure V-4 :** Ferraillage des poutres noyées

## 2-Ferraillages des poteaux :

### Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de :

►0,9% en zone III

Leur pourcentage maximal sera de :

►4% en zone courante

►6% en zone de recouvrement

Leur diamètre minimal et de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est :

►40 Φ en zone I, IIa.

►50 Φ en zone IIb, III.

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

►25 cm en zone I, IIa.

►20 cm en zone IIb, III.

### Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :

**a- l'ELU :**

**Tableau V-7 :** Ferraillage longitudinal des poteaux

| Section | Cas | Combinaison | N (kN) | Mx (kN.m) | My (kN.m) | Ax (cm²) | Ay (cm²) | Amin (cm²) | Achoisi (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **pot 30x30** | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | / | / | 8.1 | 8HA12=9.05 |
| | Mmax → Ncorr | 1.35G+1.5Q | 255.09 | 13.68 | -1.95 | 2.8 | 2.8 | | |
| | Nmax→ Mcorr | 1.35G+1.5Q | 350.15 | -1.70 | 2.74 | 2.4 | 2.4 | | |
| **pot 35x35** | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | / | / | 11.02 | 8HA14=12.32 |
| | Mmax → Ncorr | 1.35G+1.5Q | 505.23 | 17.38 | -3.50 | 2.8 | 2.8 | | |
| | Nmax→ Mcorr | 1.35G+1.5Q | 732.73 | -1.05 | 5.89 | 2.8 | 2.8 | | |
| **pot 40x40** | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | / | / | 14.40 | 12HA 14 =18.47 |
| | Mmax → Ncorr | 1.35G+1.5Q | 632.67 | 23.61 | -10.02 | 3.2 | 3.2 | | |
| | Nmax → Mcorr | 1.35G+1.5Q | 1132.36 | 1.40 | 11.08 | 3.2 | 3.2 | | |
| **pot 45x45** | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | / | / | 18.23 | 12HA 14 =18.47 |
| | Mmax → Ncorr | 1.35G+1.5Q | 920.68 | 30.87 | 11.90 | 3.6 | 3.6 | | |
| | Nmax→ Mcorr | 1.35G+1.5Q | 1595.59 | 7.82 | 26.88 | 3.6 | 3.6 | | |
| **pot 50x50** | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | / | / | 22.50 | 12HA16=24.13 |
| | Mmax → Ncorr | 1.35G+1.5Q | 1073.83 | 37.85 | 11.24 | 4 | 4 | | |
| | Nmax→ Mcorr | 1.35G+1.5Q | 1984.82 | 7.055 | 21.07 | 4.4 | 4.4 | | |

**b-Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

**Tableau V-8 :** Valeurs des contraintes à l'E.L.S

| Section | Cas | comb | N (KN) | Mx (kN.m) | My (kN.m) | Aadoptée (cm2) | $\sigma_b$ Mpa | $\overline{\sigma_b}$ Mpa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| pot 30x30 | Nmax→ Mcorr | ELU | 255.89 | -1.24 | 1.98 | 8.1 | 2.9 | 15 |
| | Mmax → Ncorr | ELU | 186.24 | 9.24 | -1.41 | | 3.4 | |
| | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | | / | |
| pot 35x35 | Nmax→ Mcorr | ELU | 528.02 | -0.77 | 4.27 | 11.02 | 4.3 | 15 |
| | Mmax → Ncorr | ELU | 368.70 | 12.63 | -2.53 | | 4.0 | |
| | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | | / | |
| pot 40x40 | Nmax → Mcorr | ELU | 825.80 | 1.02 | 8.05 | 14.40 | 5.1 | 15 |
| | Mmax → Ncorr | ELU | 461.88 | 17.22 | 7.23 | | 3.8 | |
| | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | | / | |
| pot 45x45 | Nmax → Mcorr | ELU | 1163.63 | 5.52 | 19.04 | 18.23 | 9.0 | 15 |
| | Mmax → Ncorr | ELU | 672.93 | 22.00 | 1.31 | | 6.2 | |
| | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | | / | |
| pot 50x50 | Nmax → Mcorr | ELU | 1440.3 | 5.02 | -14.86 | 22.50 | 13.5 | 15 |
| | Mmax → Ncorr | ELU | 780.22 | 26.80 | 8.04 | | 9.6 | |
| | Nmin → Mcorr | / | / | / | / | | / | |

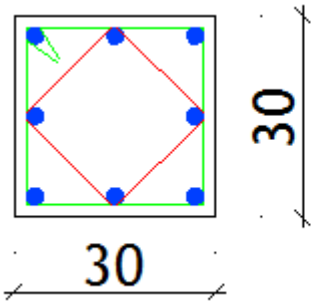
**c-Déterminations des armatures transversales :**

Les efforts tranchant dans les poteaux sont nulls donc le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, on prend Φt=4T8=2.01cm² avec un espacement St = 15cm en zone courant et St=10 cm en zone nodale.

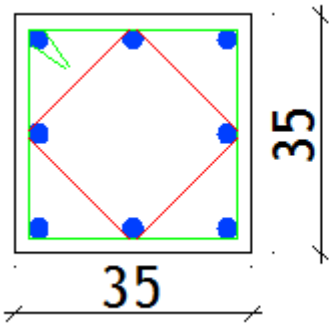
**Tableau V-9:** Les armatures transversales dans les poteaux

| Section | ZN (cm) | Zc(cm) | Ø (mm) | At (cm²) |
|---|---|---|---|---|
| **50×50** | 10 | **15** | **8** | **4HA8=2.01** |
| **45×45** | 10 | **15** | **8** | **4HA8=2.01** |
| **40×40** | 10 | **15** | **8** | **4HA8=2.01** |
| **35×35** | 10 | **15** | **8** | **4HA8=2.01** |
| **30×30** | 10 | **15** | **8** | **4HA8=2.01** |



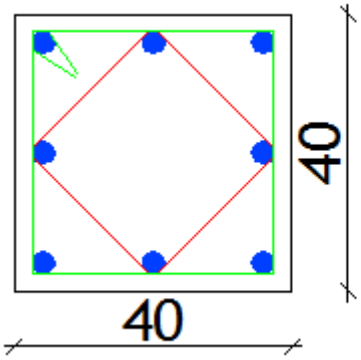

| Pos. | Armature | Forme |
|---|---|---|
| 1 | 8HA12 L=4.43 | 4.43 |
| 2 | HA8 L= 1.10 | 30 / 30 |
| 3 | HA8 L= 0.85 | 18 / 18 |

**Figure V-5 :** Ferraillage des poteaux (30x30)



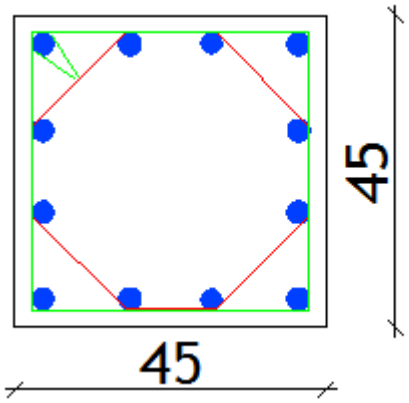

| Pos. | Armature | Forme |
|---|---|---|
| 1 | 8HA14 L=4.63 | 4.63 |
| 2 | HA8 L= 1.30 | 30 / 30 |
| 3 | HA8 L= 1.00 | 22 / 22 |

**Figure V-6 :** Ferraillage des poteaux (35x35)



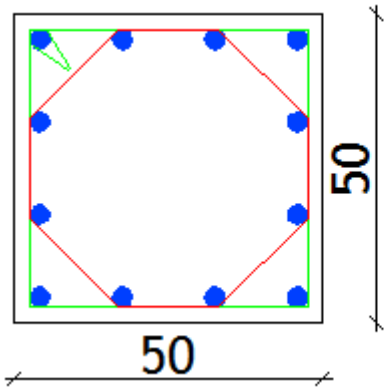

| Pos. | Armature | Forme |
|---|---|---|
| 1 | 8HA14 L=4.63 | 4.63 |
| 2 | 22HA8 L= 1.50 | 35 / 35 |
| 3 | 22HA8 L= 1.10 | 25 / 25 |

**Figure V-7 :** Ferraillage des poteaux (40x40)




| Pos. | Armature | Forme |
|---|---|---|
| 1 | 12HA14 L=4.63 | 4.63 |
| 2 | HA8 L= 1.70 | 40 / 40 |
| 3 | HA8 L= 110 | 18 / 15 / 18 / 15 |

**Figure V-8 :** Ferraillage des poteaux (45x45)




| Pos. | Armature | Forme |
|---|---|---|
| 1 | 12HA16 L=4.83 | 4.83 |
| 2 | HA8 L= 1.90 | 45 45 |
| 3 | HA8 L= 130 | 15 22 15 22 |

**Figure V-9:** Ferraillage des poteaux (50x50)

## 3-Ferraillages des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

### 1-1.Les voiles pleins :

**Tableau V-10 :** Les données de calcul

| Situation durable | | Situation accidentelle | |
|---|---|---|---|
| Béton | Acier | Béton | Acier |
| $\gamma b = 1,5$ | $\gamma s = 1,15$ | $\gamma b = 1,15$ | $\gamma s = 1$ |
| $\sigma b = 25$ Mpa | FeE 400 | $\sigma b = 25$ Mpa | FeE 400 |

## Recommandations des règlements :

### 1. Recommandation du RPA99v2003

- **Armatures verticales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**
- **Armatures horizontales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**

**a-Armatures verticales :**

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V-11 :** calcul des armatures verticales

| Niveau | Voile | S ($cm^2$) | N (KN) | M (KN.m) | $A_{s1}$ ($cm^2$) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Entre -sol | $V_1$ | 300×25 | 1806.51 | 1737.48 | 13 | 13 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_2$ | 300×25 | 4348.57 | 3305.67 | 13 | 13 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_3$ | 267×25 | 4495.38 | 1192.01 | 11.7 | 11.7 | 15 | 2× (16HA10)=25.14 |
| | $V_4$ | 300×25 | 2676.74 | 3028.19 | 13 | 13 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| RDC 1er étage | $V_1$ | 305×25 | 1686.54 | 3264.08 | 13.2 | 13.2 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_{1x}$ | 265×25 | 1895.96 | 3606.57 | 14.3 | 14.3 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_2$ | 305×25 | 4010.77 | 5097.3 | 13.2 | 13.2 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_3$ | 272×25 | 4592.45 | 1755.42 | 11.9 | 11.9 | 15 | 2× (16HA10)=25.14 |
| | $V_4$ | 305×25 | 2798.33 | 4160.47 | 13.2 | 13.2 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| 2ème 3ème étage | $V_1$ | 310×25 | 1526.07 | 2386.23 | 13.4 | 13.4 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_{1x}$ | 270×25 | 1519.53 | 1595.41 | 11.8 | 11.8 | 15 | 2× (16HA10)=25.14 |
| | $V_2$ | 310×25 | 2687.51 | 3907.11 | 13.4 | 13.4 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_3$ | 277×25 | 3640.61 | 949.88 | 12.1 | 12.1 | 15 | 2× (18HA10)=28.28 |
| | $V_4$ | 310×25 | 1890.48 | 1747.62 | 13.4 | 13.4 | 15 | 2×(20HA10)=31.42 |
| 4ème 5ème étage | $V_1$ | 315×25 | 1098.16 | 1325.60 | 13.6 | 13.6 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_{1x}$ | 275×25 | 1095.87 | 937.36 | 11.6 | 11.6 | 15 | 2× (16HA10)=25.14 |
| | $V_2$ | 315×25 | 2046.90 | 3169.52 | 13.6 | 13.6 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_3$ | 282×25 | 2915.12 | 731.47 | 12.3 | 12.3 | 15 | 2× (18HA10)=28.28 |
| | $V_4$ | 315×25 | 1321.95 | 869.26 | 13.6 | 13.6 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| 6ème 7ème étage | $V_1$ | 320×25 | 588.49 | 491.04 | 13.8 | 13.8 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_{1x}$ | 280×25 | 585.25 | 436.24 | 11.6 | 11.6 | 15 | 2× (16HA10)=25.14 |
| | $V_2$ | 320×25 | 569.13 | 1222.92 | 13.8 | 13.8 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |
| | $V_3$ | 287×25 | 752.36 | 293.44 | 12.5 | 12.5 | 15 | 2× (18HA10)=28.28 |
| | $V_4$ | 320×25 | 664.44 | 351.66 | 13.8 | 13.8 | 15 | 2× (20HA10)=31.42 |

**Tableau V-12 :** Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

| Niveau | Voile | S (cm²) | $A_{choisie}$ (cm²) | $A_{Min}$ RPA (cm²) | $A_{Min}$ CBA (cm²) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Entre-sol** | $V_1$ | 300×25 | 15.71 | 11.25 | 7.5 | Vérifiée |
| | $V_2$ | 300×25 | 15.71 | 11.25 | 7.5 | Vérifiée |
| | $V_3$ | 267×25 | 12.57 | 10.01 | 6.67 | Vérifiée |
| | $V_4$ | 300×25 | 15.71 | 11.25 | 7.5 | Vérifiée |
| **RDC-1$^{er}$ étage** | $V_1$ | 305×25 | 15.71 | 11.43 | 7.62 | Vérifiée |
| | $V_{1x'}$ | 265×25 | 15.71 | 9.93 | 6.62 | Vérifiée |
| | $V_2$ | 305×25 | 15.71 | 11.43 | 7.62 | Vérifiée |
| | $V_3$ | 272×25 | 12.57 | 10.2 | 6.8 | Vérifiée |
| | $V_4$ | 305×25 | 15.71 | 11.43 | 7.62 | Vérifiée |
| **2$^{ème}$ -3$^{ème}$ étage** | $V_1$ | 310×25 | 15.71 | 11.62 | 7.75 | Vérifiée |
| | $V_{1x'}$ | 270×25 | 12.57 | 10.12 | 6.75 | Vérifiée |
| | $V_2$ | 310×25 | 15.71 | 11.62 | 7.75 | Vérifiée |
| | $V_3$ | 277×25 | 14.14 | 10.38 | 6.92 | Vérifiée |
| | $V_4$ | 310×25 | 15.71 | 11.62 | 7.75 | Vérifiée |
| **4$^{ème}$ -5$^{ème}$ étage** | $V_1$ | 315×25 | 15.71 | 11.81 | 7.87 | Vérifiée |
| | $V_{1x'}$ | 275×25 | 12.57 | 10.31 | 6.87 | Vérifiée |
| | $V_2$ | 315×25 | 15.71 | 11.81 | 7.87 | Vérifiée |
| | $V_3$ | 282×25 | 14.14 | 10.57 | 7.05 | Vérifiée |
| | $V_4$ | 315×25 | 15.71 | 11.81 | 7.87 | Vérifiée |
| **6$^{ème}$ -7$^{ème}$ étage** | $V_1$ | 320×25 | 15.71 | 12 | 8 | Vérifiée |
| | $V_{1x'}$ | 280×25 | 12.57 | 10.5 | 7 | Vérifiée |
| | $V_2$ | 320×25 | 15.71 | 12 | 8 | Vérifiée |
| | $V_3$ | 287×25 | 14.14 | 10.6 | 7.17 | Vérifiée |
| | $V_4$ | 320×25 | 15.71 | 12 | 8 | Vérifiée |

## 1-2.Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$ ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$ ] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

**Tableau V-13 :** Vérification des armatures a ELS des voiles plains

| Voile | S ($cm^2$) | N (KN) | M (KN.m) | $A_{s1}$ ($cm^2$) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ Mpa | $\sigma_s$ Mpa | $\overline{\sigma_b}$ Mpa | $\overline{\sigma_s}$ Mpa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $V_1$ | 300×25 | 1127.3 | 3.61 | 15.71 | 15.71 | 1.4 | 21.3 | 15 | 201.63 |
| $V_{1x}$, | 265×25 | 1530.1 | -34.13 | 15.71 | 15.71 | 2.3 | 33.8 | 15 | 201.63 |
| $V_2$ | 300×25 | 1602.1 | 146.02 | 15.71 | 15.71 | 2.3 | 35 | 15 | 201.63 |
| $V_3$ | 267×25 | 1736.4 | 77.55 | 12.57 | 12.57 | 2.7 | 40.2 | 15 | 201.63 |
| $V_4$ | 300×25 | 2547.7 | 177.04 | 15.71 | 15.71 | 3.6 | 53.8 | 15 | 201.63 |

## 1-3.Calcul des armateurs horizontaux :

**Tableau V-14 :** calcul de l'armature horizontale des voiles pleins.

| Niveau | Voile | h (cm) | e (cm) | T (KN) | $\tau_b$ (Mpa) | $\overline{\tau}$ (Mpa) | $S_t$ (cm) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Entre-sol | $V_1$ | 2.88 | 25 | 264.10 | 0.57 | 5 | 15 | 2x (20HA10=31.42) |
| | $V_2$ | 2.78 | 25 | 561.6 | 1.25 | 5 | 15 | 2x (20HA10=31.42) |
| | $V_3$ | 2.78 | 25 | 105.35 | 0.23 | 5 | 15 | 2×(16HA10)=25.14 |
| | $V_4$ | 278 | 25 | 121.15 | 0.27 | 5 | 15 | 2x (20HA10=31.42) |

● **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\Phi_t$ est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

**Tableau V-15 :** diamètre des armatures transversales

| Armatures longitudinales $\emptyset_v$ | Epingles $\emptyset_t$ |
|---|---|
| **HA 8 à HA 16** | HA 6 |
| **HA 20** | HA 8 |

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par $m^2$ au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

## 1-4.Ferraillage des voiles avec ouverture :

● Les trumeaux

►Armatures verticales :

**Tableau. V.16 :** calcul des armatures verticales

| Niveau | Voile | S ($cm^2$) | N (KN) | M (KN.m) | $A_{s1}$ ($cm^2$) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Entre sol | $V_5$ | 70×25 | 1410.50 | 23.10 | 3.8 | 3.8 | 10 | 2x (6HA10)=9.42 |
| | $V_6$ | 140×25 | 1311.12 | 469.71 | 6.6 | 6.6 | 10 | 2x (10HA10)=15.7 |
| | $V_7$ | 120×25 | 573.43 | 351.85 | 5.8 | 5.8 | 10 | 2x (10HA10)=15.7 |
| RDC 1er étage | $V_5$ | 72.5×25 | 1521.80 | 209.19 | 3.9 | 3.9 | 10 | 2x (6HA10)=9.42 |
| | $V_6$ | 142.5×25 | 941.72 | 478.34 | 6.7 | 6.7 | 10 | 2x (10HA10)=15.7 |
| | $V_7$ | 72.5×25 | 1329.98 | 375.71 | 3.9 | 3.9 | 15 | 2x (6HA10)=9.42 |
| 2ème 3ème étage | $V_5$ | 75×25 | 1063.73 | 180.46 | 4 | 4 | 10 | 2x (6HA10)=9.42 |
| | $V_6$ | 145×25 | 649.09 | 310.13 | 6.8 | 6.8 | 10 | 2x (10HA10)=15.7 |
| | $V_7$ | 75×25 | 1133.59 | 319.30 | 4 | 4 | 10 | 2x (6HA10)=9.42 |
| 4ème 5ème étage | $V_5$ | 77.5×25 | 653.37 | 117.01 | 4.1 | 4.1 | 10 | 2x (6HA10)=9.42 |
| | $V_6$ | 147.5×25 | 492.17 | 149.98 | 6.9 | 6.9 | 10 | 2x (10HA10)=15.7 |
| | $V_7$ | 77.5×25 | 575.33 | 192.97 | 4.1 | 4.1 | 10 | 2x (6HA10)=9.42 |
| 6ème 7ème étage | $V_5$ | 80×25 | 292.51 | 51.49 | 4.2 | 4.2 | 10 | 2x (6HA10)=9.42 |
| | $V_6$ | 150×25 | 298.97 | 84.17 | 7 | 7 | 10 | 2x (10HA10)=15.7 |
| | $V_7$ | 80×25 | 245.87 | 61.04 | 4.2 | 4.2 | 10 | 2x (6HA10)=9.42 |

## 1-.5.Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$ ; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$ ] = 201.63Mpa.
On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

**Tableau. V.17 :** Vérification des armatures a ELS des trumeaux

| Voile | S ($cm^2$) | N (KN) | M (KN.m) | $A_{s1}$ ($cm^2$) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ Mpa | $\sigma_s$ Mpa | $\overline{\sigma_b}$ Mpa | $\overline{\sigma_s}$ Mpa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $V_5$ | 70×25 | 670.81 | -92.00 | 4.71 | 4.71 | 7.3 | 105.1 | 15 | 201.63 |
| $V_6$ | 140×25 | 647.99 | 205.82 | 7.85 | 7.85 | 3.9 | 56.7 | 15 | 201.63 |
| $V_7$ | 120×25 | 317.53 | -146.16 | 7.85 | 7.85 | 3 | 43.6 | 15 | 201.63 |

➢ **Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux:**

**Tableau. V.18 :** Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

| Niveau | Voile | h (cm) | e (cm) | T (KN) | $\tau_b$ (Mpa) | $\bar{\tau}$ (Mpa) | $S_t$ (cm) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Entre sol | $V_5$ | 288 | 25 | 110.51 | 0.23 | 5 | 15 | 2x (20HA10=31.42) |
| | $V_6$ | 288 | 25 | 82.58 | 0.17 | 5 | 15 | 2x (20HA10=31.42) |
| | $V_7$ | 278 | 25 | 290.55 | 0.65 | 5 | 15 | 2×(16HA10)=25.14 |
| | $V_4$ | 278 | 25 | 121.15 | 0.27 | 5 | 15 | 2x (20HA10=31.42) |

**●Les linteaux :**

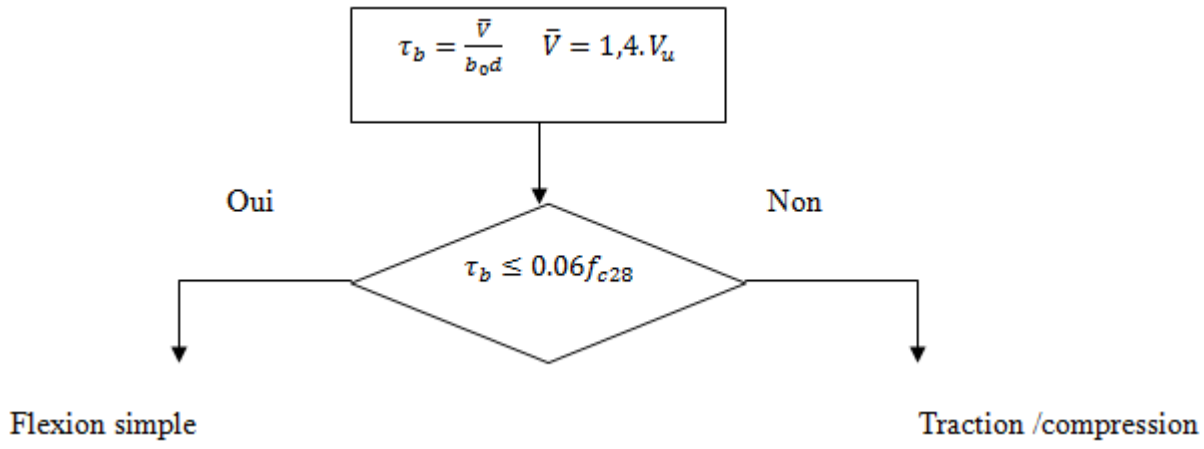
Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ Recommandation du RPA99v2003 :

- Premiers cas (τb ≤ 0.06fc28) :[Art 7.7.3.1RPA99v2003]
- Deuxième cas (τb> 0.06fc28) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003]
- Ferraillage minimal :[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]

### 1.1.Ferraillage des linteaux :



- **Voile V5**

**Tableau. V.19 :** Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5)

| Niveau | voile | e (cm) | h (cm) | L (cm) | V (KN) | $\tau_b$ (Mpa) | M (KN.m) | $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| entre-sol - RDC | $V_6$ | 25 | 223 | 120 | 204.61 | 0.57 | 34.46 | Flexion simple |
| RDC-1ème | $V_6$ | 25 | 183 | 120 | 211.37 | 0.71 | 121.33 | Flexion simple |
| 1ème-2ème | $V_6$ | 25 | 183 | 120 | 207.52 | 0.70 | 118.30 | Flexion simple |
| 2ème- 3ème | $V_6$ | 25 | 183 | 120 | 373.95 | 1.27 | 196.11 | Flexion simple |
| 3ème-4ème | $V_6$ | 25 | 183 | 120 | 308.63 | 1.04 | 169.91 | Flexion simple |
| 4ème-5 ème | $V_6$ | 25 | 183 | 120 | 254.15 | 0.86 | 123.73 | Flexion simple |
| 5ème-6ème | $V_6$ | 25 | 183 | 120 | 106.09 | 0.36 | 46.45 | Flexion simple |
| 6ème-7 ème | $V_6$ | 25 | 183 | 120 | 89.39 | 0.30 | 39.23 | Flexion simple |
| 7ème-8 ème | $V_6$ | 25 | 83 | 120 | 38.33 | 0.28 | 7.51 | Flexion simple |

**Tableau. V.20 :** Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V5)

| Niveau | A calculé (cm²) | | | | | A choisie (cm²) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ad | Al | At | AP | St | Ad | Al | At | AP |
| entre-sol RDC | / | 8.36 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| RDC 1ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 1ème 2ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 2ème 3ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 3ème 4ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 4ème 5ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 5ème 6ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 6ème 7ème | / | 3.11 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (2HA12) =4.52 | 2x (12HA10) =18.85 | / |

- **Voile V6**

**Tableau. V.21 :** Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V6)

| Niveau | voile | e (cm) | h (cm) | L (cm) | V (KN) | $\tau_b$ (Mpa) | M (KN.m) | $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| entre-sol - RDC | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 36.02 | 0.18 | 13.82 | Flexion simple |
| RDC-1ème | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 53.40 | 0.27 | 21.50 | Flexion simple |
| 1ème-2ème | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 57.93 | 0.29 | 21.28 | Flexion simple |
| 2ème- 3ème | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 59.36 | 0.30 | 19.82 | Flexion simple |
| 3ème-4ème | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 56.35 | 0.28 | 16.64 | Flexion simple |
| 4ème-5 ème | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 52.01 | 0.26 | 13.09 | Flexion simple |
| 5ème-6ème | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 46.19 | 0.23 | 9.11 | Flexion simple |
| 6ème-7 ème | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 41.44 | 0.20 | 5.63 | Flexion simple |
| 7ème-8 ème | $V_6$ | 25 | 123 | 120 | 27.08 | 0.13 | -0.25 | Flexion simple |

**Tableau. V.22 :** Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V6)

| Niveau | A calculé (cm²) | | | | | A choisie (cm²) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ad | Al | At | AP | St | Ad | Al | At | AP |
| entre-sol RDC | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| RDC 1ème | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 1ème 2ème | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 2ème 3ème | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 3ème 4ème | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 4ème 5ème | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 5ème 6ème | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 6ème 7ème | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 7ème 8ème | / | 4.61 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (3HA12) =6.79 | 2x (12HA10) =18.85 | / |

- **Voile V7**

**Tableau. V.23:**Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V7)

| Niveau | voile | e (cm) | h (cm) | L (cm) | V (KN) | $\tau_b$ (Mpa) | M (KN.m) | $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC-1ème | $V_7$ | 25 | 183 | 120 | 488.33 | 1.66 | 0.847 | Traction/compression |
| 1ème-2ème | $V_7$ | 25 | 183 | 120 | 775.45 | 2.63 | 2.91 | Traction/compression |
| 2ème- 3ème | $V_7$ | 25 | 183 | 120 | 665.26 | 2.26 | 1.84 | Traction/compression |
| 3ème-4ème | $V_7$ | 25 | 183 | 120 | 547.72 | 1.86 | 2.2 | Traction/compression |
| 4ème-5 ème | $V_7$ | 25 | 183 | 120 | 224.53 | 0.76 | 1.07 | Flexion simple |
| 5ème-6ème | $V_7$ | 25 | 183 | 120 | 159.27 | 0.54 | 1.09 | Flexion simple |
| 6ème-7 ème | $V_7$ | 25 | 183 | 120 | 139.67 | 0.47 | 0.64 | Flexion simple |
| 7ème-8 ème | $V_7$ | 25 | 83 | 120 | 83.90 | 0.62 | 1.52 | Flexion simple |

**Tableau. V.24 :** Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V7)

| Niveau | A calculé (cm²) | | | | | A choisie (cm²) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ad | Al | At | AP | St | Ad | Al | At | AP |
| RDC 1ème | 7.36 | 6.86 | 0.62 | 9.15 | 10 | 2x (3HA14) =9.24 | 2x (4HA12) =9.05 | 2x(12HA10) =18.85 | 2x(6HA10) =9.42 |
| 1ème 2ème | 11.69 | 6.86 | 0.62 | 9.15 | 10 | 2x (4HA14) =12.32 | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | 2x(6HA10) =9.42 |
| 2ème 3ème | 10.02 | 6.86 | 0.62 | 9.15 | 10 | 2x (4HA14) =12.32 | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | 2x(6HA10) =9.42 |
| 3ème 4ème | 8.25 | 6.86 | 0.62 | 9.15 | 10 | 2x (3HA14) =9.24 | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | 2x(6HA10) =9.42 |
| 4ème 5ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 5ème 6ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 6ème 7ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 7ème 8ème | / | 6.86 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (4HA12) =9.05 | 2x (12HA10) =18.85 | / |
| 8ème 9ème | / | 3.11 | 0.62 | / | 10 | / | 2x (2HA12) =4.52 | 2x (12HA10) =18.85 | / |

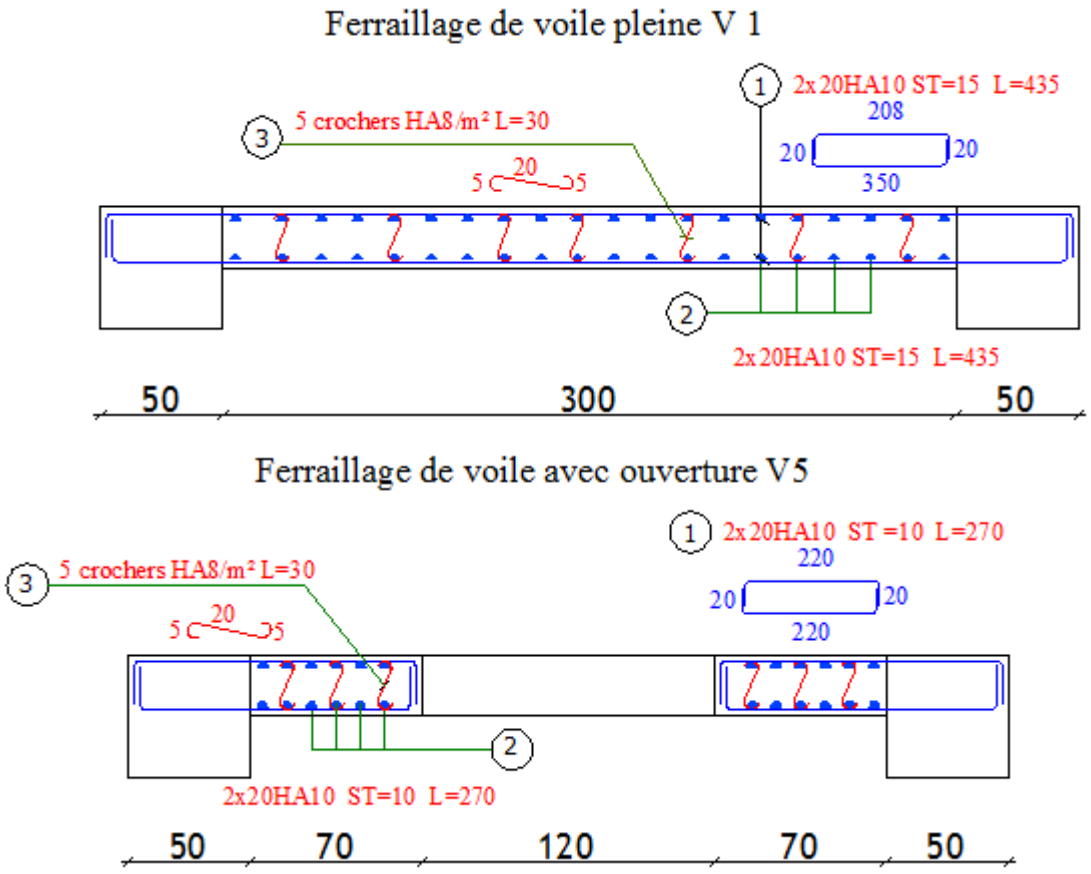



**Figure V-10:** Ferraillage des voiles

## 1.1. Introduction

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Donc, en plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

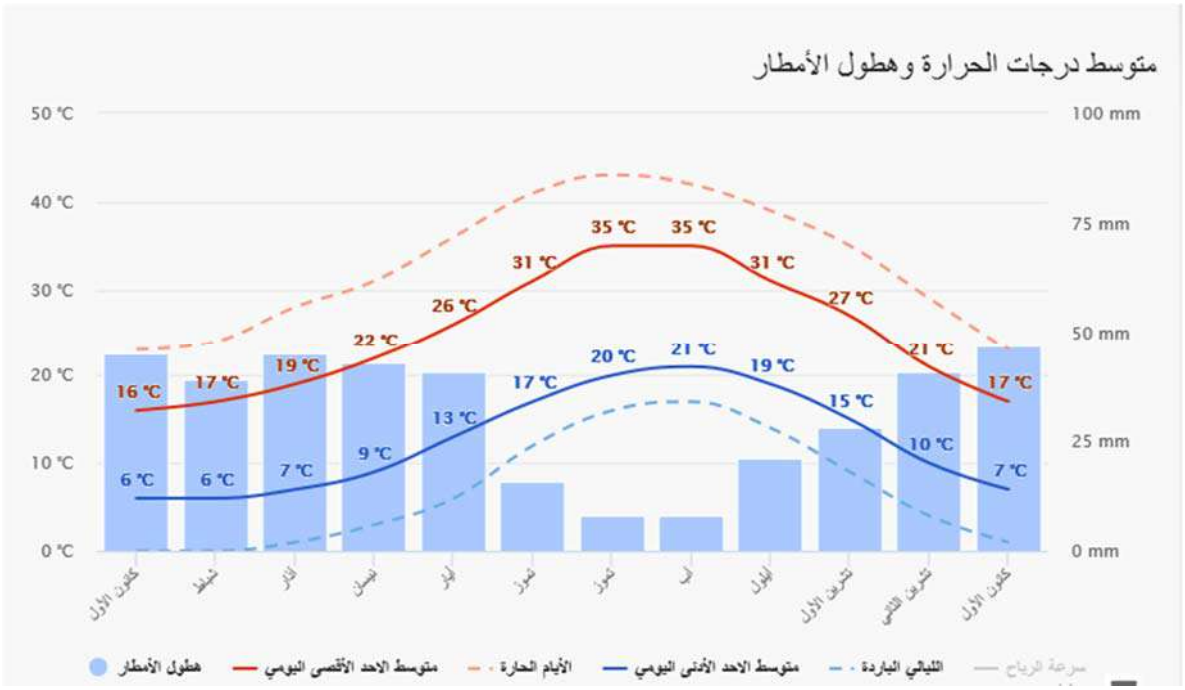



**Figure VI .1 :** Températures en 2017 à Alger

### La procédure du calcul C.B.A93 [Art.3.3.2]

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan LX = 59.3 et LY = 19 m, un calcul à la température a été conduit sur la base **Δt = 15°C**

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **SAP2000V19.1** en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

Les sollicitations les plus défavorables sont : **1,35 G + 1,5 Q +1.5Q1+ 1.5 T (ELU)**

**Sens X :** $N_X = \theta \times S \times E \times \Delta t$

**Tableau VI.1 :** étude thermique suivant x :

| E (KN/$m^2$) | Sp | Δt (°C) | θ | Nx=506.52kN |
|---|---|---|---|---|
| $3.2164X\ 10^7$ | 0.105 | 15 | $1x10^{-5}$ | |

- T : variation de la température
- Θ : gradient thermique
- Sp : section de la poutre
- E : module de YOUNG
- N : effort thermique

**Tableau VI.2 :** Ferraillage des poutres secondaires sous l'effet du changement thermique

| Element | Position | NT (KN) | Mu (KN.m) | AS1 (cm²) | AS2 (cm²) | $A_1$ choisie (cm²) | $A_2$ choisie (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PS 30x35 | travée | 758.36 | 100.91 | 3.2 | 3.7 | 3HA14=4.62 | 3HA14=4.62 |
| | appui | 758.36 | -100.31 | 3.7 | 3.1 | 3HA14=4.62 | 3HA14=4.62 |

- Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires

**Tableau VI.3 :** Vérification des sections minimales des poutres secondaires

| Element | Position | A1 | A2 | Amin CBA | Amin RPA | Achoisie (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| PS 30x35 | travée | 4.62 | 4.62 | 1.05 | 5.25 | 5.25 |
| | appui | 4.62 | 4.62 | 1.05 | 5.25 | 5.25 |

➢ **Commentaire :**

L'effet thermique est négligeable pour cette étude.

## VI.1.Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres, murs, voiles) cette transmission peu être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire des autres ouvrages (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol

## VI.2.Type des fondations :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

● **Fondations superficielles :** Ce type de semelle est utilisé généralement dans le cas ou les sols ont une bonne capacité portante avec des ouvrages de faible à moyen hauteur, elles se composent des semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles, elles peuvent être :

- Des semelles isolées (centrée ou excentrée)

-Des semelles filantes (sous plusieurs poteaux, sous voile, sous poteau+voiles, croisées dans les deux directions)

-Radier (partiel ou général) : généralement les radiers sont utilisés dans le cas des sols de faible capacité portante ou des bâtiments élevés ou bien la charge élevée, ou dans le cas des poteaux rapprochés.

● **Fondation semi profondes :** les puits ce type de fondation est généralement utilisée dans les mauvais sols, les ouvrages des hauteurs moyenne à élevé, est les ouvrages de grandes charges

● **Fondation profondes :** Les pieux ce type de fondation est utilisé dans les ouvrages de grandes charges (tours, ponts….ect)

## VI.3. Choix de Type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

●Type d'ouvrage à construire

● La nature et l'homogénéité du bon sol

● La capacité portante de terrain de fondation

● La charge totale transmise au sol

● La raison économique

●La facilité de réalisation

## VI.4.Etude préliminaire de choix du type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1bar** pour une profondeur d'ancrage de **2m** par rapport au niveau d'entre sol pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on adopte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

## VI.5.Les efforts normaux à la base de la structure :

Les deux figures suivantes présentent les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU et à l'ELS :

- **à L'ELU :**

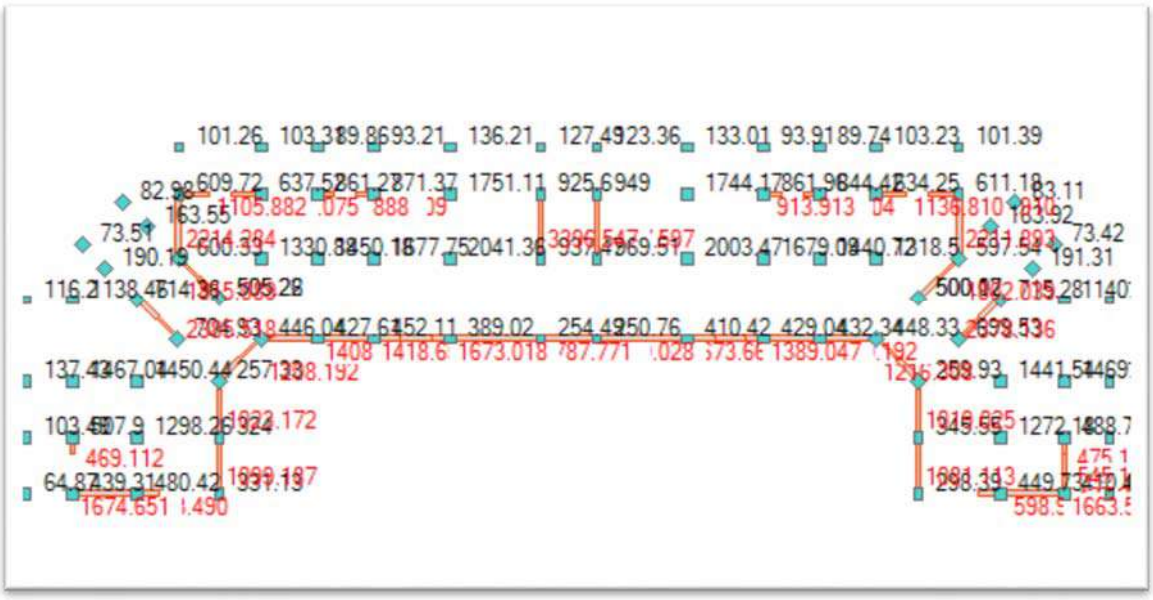


**Figure VI.1 :** Les efforts normaux dans les poteaux et les voiles à l'ELU

- **à l'ELS :**



**Figure VI.2 :** Les efforts normaux dans les poteaux et les voiles à l'ELS

## VI.6.La proposition des semelles :

Vu que l'ouvrage et en raison de rapprochement des poteaux et ces nombres que se donnent des charges élevées ainsi que le sol est un sol faible, on choisit comme fondation un **radier général.**

## VI.7.Calcul des fondations:

### VI.7.1.Calcul des semelles isolées :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considère uniquement l'effort normal (Nser max) qui est à la base de tous les poteaux du entre sol

$$A \times B \geq \frac{N_{Ser\ max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$: Contrainte du sol

S : surface de la fondation A×B

N : effort normal appliqué sur la fondation à l'ELS

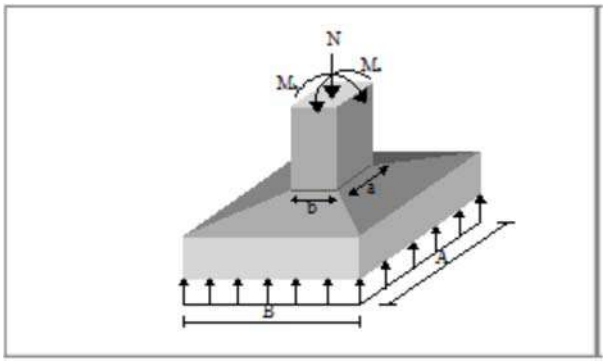



**Figure VI.3** : Représentation d'une semelle isolée

### VI.7.1.1.Dimensionnement initial à l'ELS :

**Tableau VI.1** : dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

| Semelle | combinaison | N | A | B | $\sigma_{cal}$ | $\sigma_{sol}$ | h | A adop | B adop |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | KN | m | m | MPa | MPa | m | m | m |
| **1** | G+Q+Q1 | 1481.41 | 3.8 | 3.8 | 0.10 | 0.1 | 0.90 | 3.9 | 3.9 |
| **2** | G+Q+Q1 | 1219.4 | 3.5 | 3.5 | 0.099 | 0.1 | 0.85 | 3.6 | 3.6 |
| **3** | G+Q+Q1 | 1054.09 | 3.2 | 3.2 | 0.10 | 0.1 | 0.75 | 3.3 | 3.3 |
| **4** | G+Q+Q1 | 967.64 | 3.1 | 3.1 | 0.1 | 0.1 | 0.75 | 3.2 | 3.2 |
| **5** | G+Q+Q1 | 1454.63 | 3.8 | 3.8 | 0.9 | 0.1 | 0.9 | 3.9 | 3.9 |
| **6** | G+Q+Q1 | 1267.84 | 3.6 | 3.6 | 0.097 | 0.1 | 0.85 | 3.7 | 3.7 |
| **7** | G+Q+Q1 | 95.74 | 1 | 1 | 0.095 | 0.1 | 0.3 | 1.5 | 1.5 |

**Tableau VI.2 :** Dimensionnement final des semelles isolées

| | A max | B max |
|---|---|---|
| **Semelle isolée S1** | 3.8 | 3.8 |
| **Semelle isolée S2** | 3.8 | 3.8 |

### VI.7.1.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

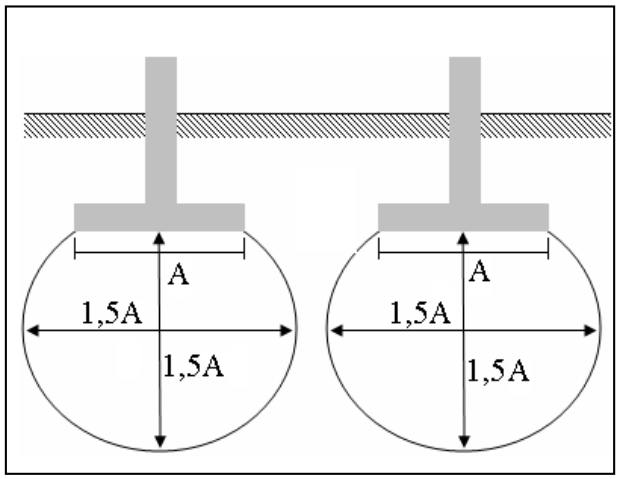



**Figure VI.4 :** Les bulbes de pression sous la semelle

**Tableau VI.2 :** Vérification chevauchement entre les semelles isolées

| | Semelle | A (m) | A' (m) | $1.5\frac{(A+A')}{2}$ | L (m) | $L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Suivant X** | Si-1→Si-2 | 3.8 | 3.8 | 5.7 | 3.10 | Non vérifie |
| | | | | | 3.10 | Non vérifie |
| | | | | | 4.15 | Non vérifie |
| | | | | | 2.5 | Non vérifie |
| | | | | | 2.5 | Non vérifie |
| **Suivant Y** | Si-1→Si-2 | 3.8 | 3.8 | 5.7 | 4.5 | Non vérifie |
| | | | | | 3.5 | Non vérifie |
| | | | | | 2.55 | Non vérifie |

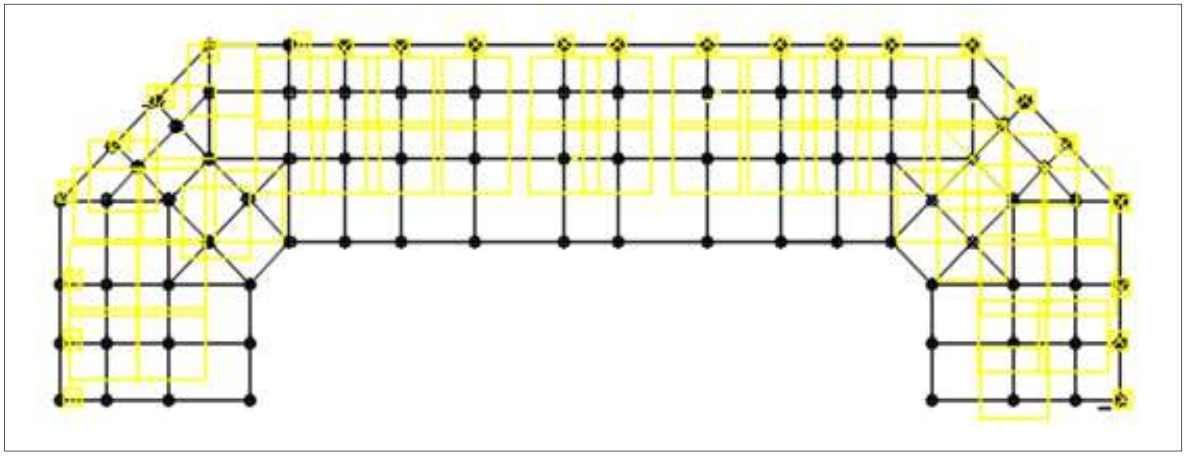


**Figure VI.5 :** Schéma des semelles isolées

❖ **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### VI.7.2.Calcul des semelles filante :

### VI.7.2.1.Dimensionnement à l'ELS :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \implies \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \implies B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

**Tableau VI.3 :** Dimensionnement d'une semelle filante une seule direction à l'ELS.

| Semelle | L (m) | N (KN) | $\sigma_{sol}$ (MPA) | $B_{calculé}$ (m) | $B_{adopté}$ (m) | $h_{calculé}$ (m) | $h_{adopté}$ (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SF-1** | 34.7 | 6277.16 | 0.10 | 1.80 | 3.5 | 0.78 | 0.8 |
| **SF-2** | 34.7 | 8727 | 0.10 | 2.51 | 4.5 | 1.03 | 1.50 |
| **SF-3** | 34.7 | 14505.52 | 0.10 | 4.15 | 7.5 | 1.65 | 1.70 |

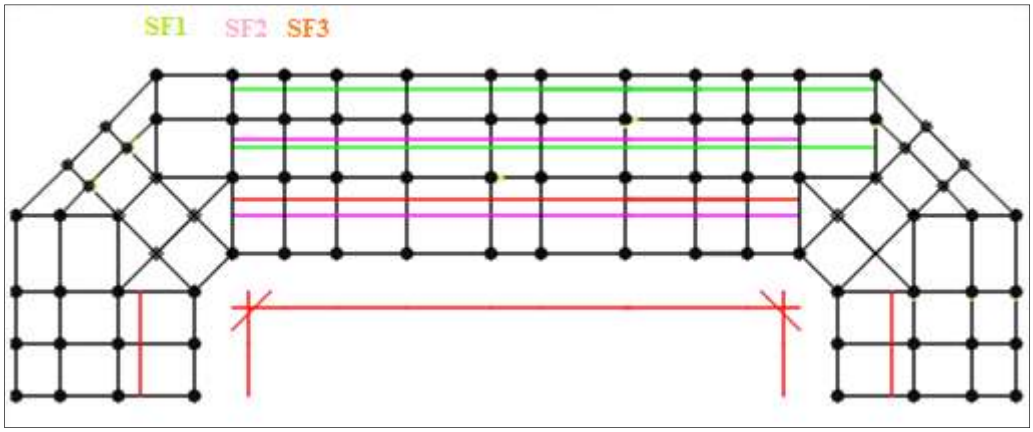



**Figure VI.6:** schéma des semelles filantes dans une seule direction

**Tableau VI.4 :** Dimensionnement d'une semelle filante deux direction à l'ELS.

| Semelle | L (m) | N (KN) | $\sigma_{sol}$ (MPA) | B calculé (m) | B adopté (m) | h calculé (m) | h adopté (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SF-1** | 34.7 | 3138.58 | 0.10 | 0.9 | 2 | 0.40 | 0.45 |
| **SF-2** | 34.7 | 4363.50 | 0.10 | 1.26 | 2.5 | 0.5 | 0.55 |
| **SF-3** | 34.7 | 7252.76 | 0.10 | 2.09 | 4 | 0.9 | 1 |
| **SF-4** | 10.05 | 1051.56 | 0.10 | 1.4 | 2.5 | 0.53 | 0.55 |

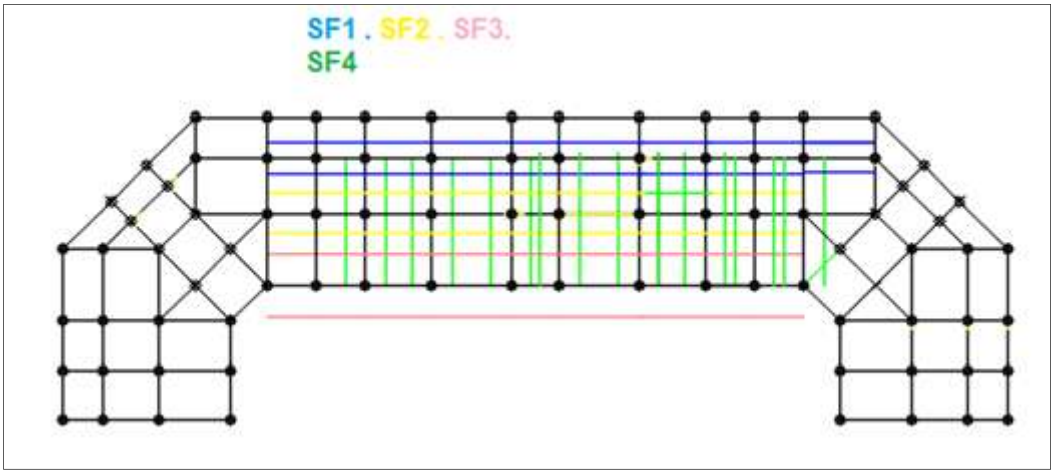



**Figure VI.7 :** schéma des semelles filantes dans une deux directions

### ❖ Remarque :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude d'un radier

## VI.7.3.Dimensionnement initial à l'ELS:

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol, Ce plancher peut être nervuré ou massif. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

$\sum$ Nser =81830.978 KN

La surface du radier :

S=1126.32 m²

**●Détermination la surface nécessaire :**

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad s \geq \frac{\sum N_{ser}}{[\sigma_{sol}]} = \frac{81830.978 \times 10^3}{0.1} \times 10^{-6} = 818.30\ m^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du radier.

La section totale du radier est de : S=1126.32 m²

**●Dimensionnement de l'épaisseur de la dalle du radier:**

**●Condition forfaitaire :**

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5cm$$

Avec :

Lmax: La plus grande portée de la dalle.

On adopte : h=30cm

## VI.7.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS:

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{radier} + P_{remblais} + P_{amorces\ pot} + P_{amorce\ voile}}{S_{radier}} \leq [\sigma_{sol}]$$

**Tableau VI.5: Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS**

| | S (m²) | $\sum N_{ser}$ (KN) | $P_{radier}$ (KN) | $P_{remblais}$ (KN) | $P_{amorce}$ poteaux (KN) | б MPa | $б_{sol}$ (Mpa) | $\sigma \leq \sigma_{sol}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Radier** | 1126.32 | 81830.97 | 8447.4 | 0 | 0 | 0.08 | 0.10 | vérifie |

## VI.7.3.Vérification de poinçonnement à l'ELU ou ACC:

On doit vérifier :

$$N \leq \frac{0.045 \times h_t \times \mu_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$\mu c = 2\,(a + b + 2h)$

**●Sous poteau :**

$\mu c = 2\,(50 + 50 + 2 \times 30) = 320\ \text{cm} = 3.2\ \text{m}$

$N_u$=2041.36 KN

h : La hauteur total du radier

b: Dimensions de Poteau.

$$2041.36\ \text{KN} < \frac{0.045 \times 300 \times 3200 \times 25}{1.5} = 720\ \text{KN}$$

Donc le poinçonnement de radier n'est pas vérifiée avec la hauteur h=30 cm.

## ●Commentaire :

L'épaisseur du radier est insuffisante pour éviter le risque de poinçonnement, on va utiliser des nervures dans les deux directions pour :

►Eviter le risque de poinçonnement

►Rigidifier le radier dans les deux directions.

►Assurer une répartition uniforme des contraintes sous le radier

► c'est une solution économique

## VI.7.4.Dimensionnement des nervures:

**● Détermination d'hauteur de la nervure :**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 0.5 kg/cm$^3$).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

**Tableau VI.6** : Dimensionnement des nervures

| | B (m) | Lmax (m) | hp calculé (m) | hp adopté (m) | $\frac{\pi}{2}l_e$ | $l \leq \frac{\pi}{2}l_e$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Nervures** | 0.50 | 4.50 | 0.68 | 0.7 | 5.37 | Vérifiée |

### VI.7.4.2.Vérification de non poinçonnement CBA Art A.5.2.4.2:

F(ELU) < 0.045.h.$U_c.f_{cj}/\gamma_b$

F $_{limite}$ =2415. KN

F $_{elu}$ = 2041.36 KN

Pas de poinçonnement du fut sur la nervure

### VI.7.4.Evaluation des charges:

$$F_u = \frac{\sum N_u + 1.35P_{infrastructure}}{S_{ch}}$$

$$F_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{infrastructure}}{S_{ch}}$$

### VI.7.5.Dimensionnement et ferraillage des nervures :

Le calcul se faite comme une poutre chargé par une charge uniformément répartie.

### VI.7.5.1.Vérification du cisaillement des nervures CBA 91Art A.5.2.4.2 :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right)$ ……… Fissuration préjudiciable, ou trés préjudiciable

### VI.7.5.2.Ferraillage des armatures longitudinal des nervures à l'ELU :

- **Matériaux :**

  Béton : fc28= 25 MPa Résistance du béton à 28 jours

  Acier : Fe=400 MPa Résistance de l'acier

  Type de fissuration : Non préjudiciable

- **Réglementation :**

  Calcul suivant RPA2003 et CBA93

● **Calcul de ferraillage :**

**Tableau VI.7 :** Calcul des moments et de la section d'armatures dans la nervure

| Nervure | | | | | Sollicitation à l'ELU ou ACC | | Sections d'armatures | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N | longeur | section | b | h | Mtravée | M appui | As1 | As2 | A's1 | A's2 |
| N | (m) | ($cm^2$) | (cm) | (cm) | (KN.m) | (KN.m) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | ($cm^2$) |
| **2141** | 4.5 | 50×70 | 50 | 70 | 380.30 | -553.93 | 17.4 | 0 | 0 | 26.3 |

● **Armatures choisis en travées et en appui :**

**Tableau VI.8**: Les sections d'armatures choisit dans la nervure

| Poutres | | | | | Section choisies | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Travée | | appuis | |
| N | Section | b | h | Amin | As1 | As2 | A's1 | A's2 |
| | ($cm^2$) | (cm) | (cm) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | ($cm^2$) |
| 2141 | **50×70** | 50 | 70 | 17.5 | 4HA16+4chHA20 | 4HA16 | 4HA16+4chHA25 | 4HA16 |
| | | | | | 20.61 | 8.04 | 27.68 | 8.04 |

● **Section minimale :**

$A_{min}$ =0.5% b×h ($cm^2$) –RPA2003 Art 7.5.2.1

Section tendu $At_{min}$ =0.1% b×h ($cm^2$) –CBA93Art A.4.5.3

● **Vérification des contraintes à l'état de service –CBA Art A.4.5.3 :**

**Tableau VI.9:** Vérification des contraintes à l'ELS

| Poutre | | Sollicitation a l'ELS | | Contraintes en travée | | | Contraintes en appui | | | Contraintes admissible | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N | Section | Mt | Ma | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $\sigma'_s$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $\sigma'_s$ | $[\sigma_b]$ | $[\sigma_s]$ |
| | ($cm^2$) | (KN.m) | (KN.m) | MPa | MPa | MPa | MPa | MPa | MPa | MPa | MPa |
| 2141 | 50×70 | 278.55 | -406.5 | 7.2 | 201.6 | 92.2 | 9.2 | 201.6 | 121.7 | 15 | 201.6 |

**●Vérification des contraintes de cisaillement –CBA93 Art A.5.1.2.1.1 :**

**Tableau VI.10:**Vérification des contraintes de cisaillement

| Poutre et sollicitation à l'ELU ou l'ACC | | | | | Vérification | | | Espacements et armatures | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N | Section | h | b | T | $\tau_u$ | $\tau_u$adm | Vérification | ZN | ZC | Ø | At |
| N | ($cm^2$) | (cm) | (cm) | (KN) | (MPa) | (MPa) | Oui/non | (cm) | (cm) | (mm) | ($cm^2$) |
| 2141 | 50×70 | 70 | 50 | 708.58 | 2.15 | 2.5 | Oui | 10 | 20 | 8 | 2.01 |

**Vérification de la flèche :**

- **Combinaison : G+Q+Q1**

$$[f]adm = \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m$$

$$[f]adm = 0.5cm + \frac{L}{1000} \text{ si } L \geq 5m$$

**Tableau VI.11:** Vérification de la flèche

| Poutre | | | | | Sollicitation à l'ELS | Armatures principales | | Flèche | | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N | Section | L | b | h | M travée | As1 | As2 | [f] | [f]adm | |
| | ($cm^2$) | (m) | (cm) | (cm) | (KN.m) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | (mm) | (mm) | Oui/non |
| 2141 | 50×70 | 4.5 | 50 | 70 | 278.55 | 20.61 | 8.04 | 2.4 | 9 | Oui |

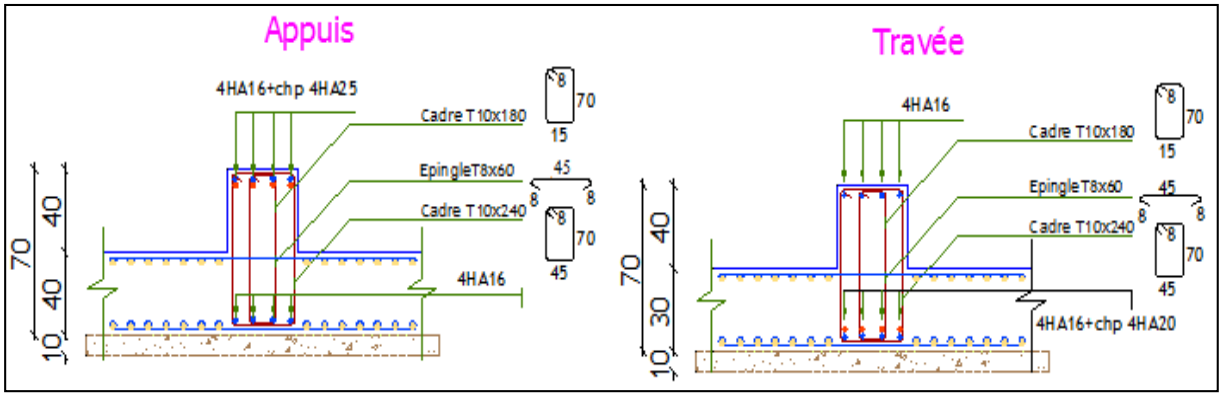



**Figure VI.7.**Ferraillage des armatures longitudinal des nervures

## VI.7.6.Ferraillage des radiers à l'ELU :

Les panneaux du radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les 4 cotés , chaque panneau travaille en flexion simple+effort tranchant .

Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1m (b=100cm, h= h radier)

Le panneau constituant le radier est uniformément chargée par la réaction du sol, pour cela on Utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires $\mu_x$, $\mu_y$ qui dépend du Coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

On a :

$\rho = \frac{4.15}{4.5} = 0.92 > 0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction

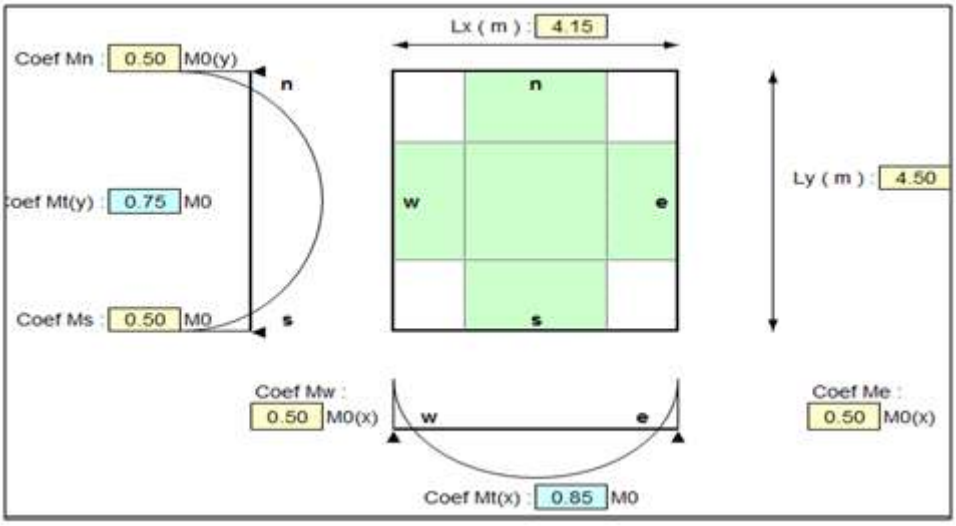



**Figure VI.8** : le panneau du radier à calculer

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

ELU: $v = 0 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$

ELs: $v = 0.2 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$

- Les charges appliquées au radier :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35\, P_{radier}}{S_{radier}}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + P_{radier}}{S_{radier}}$$

**Tableau VI. 12:** Les charges appliquées sur le radier

| | S (m²) | ∑N (KN) | $P_{readier}$ (KN) | q (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| $q_{ELU}$ | 1126.32 | 112180.003 | 8447.4 | 109.72 |
| $q_{ELS}$ | | 81830.978 | | 80.15 |

- **Calcul des moments**

1. **Détermination des moments a l'ELU** :

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 82.58KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 68.13\ KN.m$

**En travée :**

$Mtx = 0.85M_x = 70.19KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 51.10\ KN.m$

**Aux appuis :**

$Max = 0.5M_x = 41.29\ KN.m$

$May = 0.5M_y = 34.07\ KN.m$

**2. Détermination des moments a l'ELS :**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 70.26KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 61.82\ KN.m$

**En travée :**

$Mtx = 0.85M_x = 59.72KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 46.37\ KN.m$

**Aux appuis :**

$Max = 0.5M_x = 35.13KN.m$

$$May = 0.5M_y = 30.91\ KN.m$$

## Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

**Tableau VI. 13:** calcul de la section d'armatures longitudinal à l'ELU

| Élément | | Mu (KN.m) | A ($cm^2$) | $A_{min}$ cba93 ($cm^2$) | st (cm) | Choix |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Suivant X** | Travée | 70.19 | 6.55 | 3 | 15 | 6HA12=6.79 cm² |
| | Appui | 41.29 | 3.81 | | | 6HA12=6.79 cm² |
| **Suivant Y** | Travée | 51.10 | 5.05 | | | 6HA12=6.79 cm² |
| | Appui | 34.07 | 3.34 | | | 6HA12=6.79 cm² |

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ , $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

**Tableau VI. 14:** Vérification des contraintes à l'ELS

| Élément | | Mser (KN.m) | $A_{adopté}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ MPA | $\sigma_s$ MPA | $\overline{\sigma_b}$ Mpa | $\overline{\sigma_s}$, Mpa | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Suivant X** | Travée | 59.72 | 6.79 | 6.6 | 201.6 | 15 | 201.6 | Vérifiée | Vérifiée |
| | Appui | 35.13 | 6.79 | 2.3 | 29.4 | 15 | 201.6 | Vérifiée | Vérifiée |
| **Suivant Y** | Travée | 46.37 | 6.79 | 5.2 | 201.6 | 15 | 201.6 | Vérifiée | Vérifiée |
| | Appui | 30.91 | 6.79 | 2.1 | 18.8 | 15 | 201.6 | Vérifiée | Vérifiée |

### VI.7.6.1.Vérification de cisaillement à l'ELU :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable, ou trés préjudiciable}$$

**Tableau VI.14 :** Vérification de la contrainte de cisaillement

| Vérification de la contrainte de cisaillement | | |
|---|---|---|
| Effort tranchant maximal | $V_{u.max} = \frac{P_u * L_x * L_y}{2 * L_y + l_x}$ | Vu.max=113.83 KN |
| Contrainte tangente de travail | $\tau_u = \frac{V_u}{(1.00 * (e_p - c))}$ | $\tau_u = 0.422MPa$ |
| Contrainte tangente de travail admissible | (0.07 x Fc28) / 1.5 | $\tau_{u.adm}$=1.167MPa |
| Vérification | $\tau u < \tau_{uadm}$ | Vérifié |

## VI.9. Etude du voile périphérique : ‹ Art 10.1.2 RPA99V2003›

Les ossatures au dessous du niveau de base, formée des poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation (les semelles) et le niveau de base

Notre voile périphérique joue double rôle :

- Encastrement de la base de la structure
- Mur de soutènement

D'après le RPA99 version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm

- Les armatures constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontale et verticale
- Un recouvrement de 50 Ø pour les renforcements des angles

On adopte une épaisseur e =25 cm

La hauteur de voile périphérique h=3.23m

### VI.9.1.Evaluation des charges :

En plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'expliotation Q=2.5 KN/m² qui vient du dépôt

### VI.9.1.1.Charge permanente :

- Un terrain plat → $\beta = 0$

-Mur droit → $\lambda = 0$

- le poids volumique de terrain → $\gamma = 19\ \mathrm{KN/m^3}$

-L'ngle de frottement → $\varphi = 25°$

D'après RANKINE la poussée des terres P égale à :

$P = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.H^2$

$K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

$G = \gamma.K_\gamma.H$

D'où

$K_\gamma = 0.405$ Alors G= 0.405*19*3.23=24.85 KN/m²

### VI.9.1.2.Charge d'exploitation :

Q = $K_q$.q

$K_q$= $K_\gamma \cos(\beta - \lambda)$

Q = 0.405×2.5 = 1.0125 KN.m

### VI.9.2.Ferraillage des voiles périphériques à l'ELU :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quartes cotés et chargées par la poussé des terres et la surcharges d'exploitation pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients $\mu_x$, $\mu_y$

de répartitions des moments selon x ;y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1m (b=100cm, h= h voile)

On a :

$\rho = \frac{3.23}{5} = 0.646 > 0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

ELU: $v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$

ELs: $v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases}$

- Les charges appliquées au voile :

**Tableau VI. 15:** Les charges appliquées sur le voile

| G | Q | Pu | Pser |
|---|---|---|---|
| **24.85** | 1.10 | 80.15 | 25.95 |

- **Calcul des moments**

2. **Détermination des moments a l'ELU** :

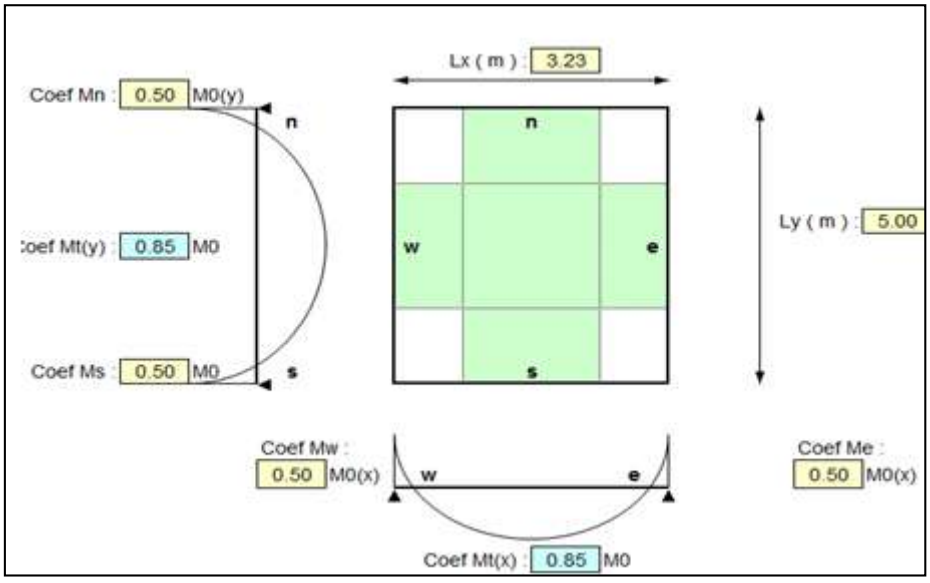



**Figure VI.9** : le panneau du voile à calculer

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 62.80 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y \times M_x = 22.69 \text{ KN.m}$

**En travée :**

$Mtx = 0.85M_x = 53.38KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 19.29\ KN.m$

**Aux appuis :**

$Max = 0.5M_x = 31.40\ KN.m$

$May = 0.5M_y = 11.34\ KN.m$

**3.Détermination des moments a l'ELS :**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 21.79KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 11.41\ KN.m$

**En travée :**

$Mtx = 0.85M_x = 18.52KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 9.70\ KN.m$

**Aux appuis :**

$Max = 0.5M_x = 10.90KN.m$

$May = 0.5M_y = 5.70\ KN.m$

**Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance** :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

**Tableau VI. 16:** calcul de la section d'armatures longitudinal à l'ELU

| Élément | | Mu (KN.m) | A ($cm^2$) | $A_{min}$ cba93 ($cm^2$) | st (cm) | Choix |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Suivant X** | Travée | 53.38 | 7.27 | 2.5 | 15 | 2×(10HA10)=15.7 $cm^2$ |
| | Appui | 31.40 | 4.20 | | | 2×(10HA10)=15.7 $cm^2$ |
| **Suivant Y** | Travée | 19.29 | 2.56 | | | 2×(10HA10)=15.7 $cm^2$ |
| | Appui | 11.34 | 1.49 | | | 2×(10HA10)=15.7 $cm^2$ |

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ , \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

**Tableau VI. 17:** Vérification des contraintes à l'ELS

| Élément | | Mser (KN.m) | $A_{adopté}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ MPA | $\sigma_s$ MPA | $\overline{\sigma_b}$ Mpa | $\overline{\sigma_s}$, Mpa | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Suivant X** | Travée | 18.52 | 7.85 | 1.6 | 19.5 | 15 | 201.6 | Vérifiée | Vérifiée |
| | Appui | 10.90 | 7.85 | 1 | 12.1 | 15 | 201.6 | Vérifiée | Vérifiée |
| **Suivant Y** | Travée | 9.70 | 7.85 | 0.9 | 10.9 | 15 | 201.6 | Vérifiée | Vérifiée |
| | Appui | 5.70 | 7.85 | 0.6 | 7 | 15 | 201.6 | Vérifiée | Vérifiée |

### VI.7.6.1.Vérification de cisaillement à l'ELU :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable, ou trés préjudiciable}$$

**Tableau VI.18 :** Vérification de la contrainte de cisaillement

| Vérification de la contrainte de cisaillement | | |
|---|---|---|
| Effort tranchant maximal | $V_{u.max} = \frac{P_u * L_x * L_y}{2 * L_y + l_x}$ | Vu.max=97.84KN |
| Contrainte tangente de travail | $\tau_u = \frac{V_u}{(1.00 * (e_p - c))}$ | τu =0.445MPa |
| Contrainte tangente de travail admissible | (0.07 x Fc28) / 1.5 | $\tau_{u.adm}$=1.167MPa |
| Vérification | τu < $\tau_{uadm}$ | Vérifié |

# *Conclusion générale*

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel SAP et ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferraillage des différents éléments de construction. D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets de fin d'études.

# Bibliographie


## REGLEMENT

•Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version2003.

•Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.

•Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

•Cours de Mr.Boukandakdji.O

## LOGICIELS

•Logiciel de SAP 2000 V19

•Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.

•EXCEL 2007.

•WORD 2007.

•AUTO CAD 2018.