

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : 2021/2022



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع 2022/2021

## Mémoire de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Thème

**Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation à  
contreventement mixte (R+9) implanté à Saida**

Nom et Prénom de l'étudiant :

Encadreur : Chadli Mounira

Baali Cherif Yasmin

Promotion: Juin 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciement

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.*

*Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre Encadreur **Mm. CHADLI MOUNIRA**, pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.*

*Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation.*

*Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.*

# Dédicace

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail :*

*Aux personnes les plus chères au monde, ma mère et mon père, que dieu  
me les garde.*

*A mon père :*

*Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout le temps ou j'ai  
besoin, et de m'avoir Guidé et orienté.*

*A ma mère :*

*Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que je puisse réaliser mes  
rêves et mes espérances et de m'avoir donné toute l'affection pour que je  
puisse continuer.*

*Comme je la dédie à mes frères et soeurs*

*Mohamed Nour Arwahamid*

*A toute la famille BaaliCherif et Ataoua. A mes amies intime( Djaber . Hanane , Imen,*

*Manar,Roufaida)*

*A tous mes collègues de génie civil promotion 2022.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

## Résumé :

Le but de cette étude est Conception et Modélisation d'un bâtiment à usage multiple (R +8) qui sera implanté dans la wilaya de SAIDA , classé en zone I ( zone séismique faible) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les voiles et les poteau avec interaction (mixte), L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel (Robot2014).  
Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى تصميم و نمذجة بناية متعددة الاستخدامات مكونة من الطابق الأرضي +8 طوابق يتم انجازها في ولاية سعيدة المصنفة كمنطقة زلزالية من الدرجة الأولى ( منطقة ذات نشاط زلزالي ضعيف ) حسب القواعد الزلزالية الجزائرية 99 المحدثّة في 2003 استقرار البناية مضمون بالجدران الحاملة و لدراسة وتحليل هذه البناية استعملنا برنامج حساب الإبعاد و التسليح للعناصر المقاومة تم باستخدام قواعد الخرسانة المسلحة في الحالات الأوتوديسك روبرت 2014 الحدية نسخة 91 المحدثّة 99. و القواعد الزلزالية الجزائرية 99 المحدثّة في 2003

# Sommaire

## Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I-1. Présentation de l'ouvrage .....	1
I.1.1. Introduction : .....	1
I.1.2. Caractéristiques géométriques: .....	2
I.1.3. Données du site : .....	2
I.1.4. Conception de la structure : .....	2
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	2
I.2.2. Caractéristiques mécaniques du béton : .....	3
I.2.3. L'Acier : BAEL91 (Article A.2.2) : I.2.3.1. Définition : .....	6
I.2.3.2. Caractéristiques mécaniques : .....	6
I.2.5. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites : .....	7

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

II -1 Pré dimensionnement : .....	9
II.1.1. Introduction : .....	9
II.1.2. pré-dimensionnement poutres : .....	9
II.1.2.1. Les poutres principales: .....	9
II.1.2.2. Les poutres secondaires: .....	10
II.1.3. Les poteaux : .....	11
II.1.4. Les voile .....	12
II.1.5. Pré-dimensionnement de Planchers (Corps creux) : .....	14
II.1.5.1. Hauteur du plancher : .....	14
II.1.5.2. Poutrelles : .....	15
II.1.6. L'escalier : .....	17
II.1.6.1. Définition : .....	17
II.1.6.2. Calcul des dimensionnement (g , h) .....	17
II.1.7. Les balcons : .....	19

II.1.7.1. Définition :	19
II.1.8. L'acrotère :	21
II.2.Evaluation des charges :	22
II.2. 1. Introduction :	22
II.2.2 .Évaluations des charges appliquées :	22
I.2.2.1.Plancher Terrasse Inaccessible	22
II.2.2.2.Plancher étage Courant :	23
II.2.2.3.Evaluation de la charge de murs :	23
II.2.2.4. Les balcons :	24
II.2.2.5. Evaluation charge de l'acrotère :	25
II.2.2.6. Evaluation charge de l'escalier :	25
II.2.3. Descente des charges sur les poteaux :	26
II.2.3.1.Loi de dégression : DTR B.C.2.2	26
II.2.3.2. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E-2) :	26
II.3.4. Vérification de la section de poteau :	29
II.3. Conclusion :	31

## **CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires**

<b>III. Etude des éléments secondaires :</b>	<b>33</b>
III.1.Introduction :	33
III.2.Etude de l'acrotère :	33
III.2.1.Introduction :	33
III.2.2. Evaluation des charges :	33
Calcul du ferrailage :	35
3.3. Balcons :	39
Calcul des sollicitations :	40
III.3.2.3.Les combinaisons d'action :	40
Calcul du ferrailage à l'E.L.U :	41
III.3.1.6.Vérification :	41
III.3.1.7.Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)	42
III.3.1.10.Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :	43
III.3.4. Schéma de ferrailage:	44
III.4.Etude d'escalier :	45

III.4.1.Type(01) :	45
III.4.1.1.schéma statique :	45
III.4.1.2.Combinaison des charges :	45
III.4.1.3. Calcule du ferrailage :	46
III.5.7.dessin de ferrailage de l'escalier :	52
III.5. POUTRE PALIERE :	53
III.5.1.Définition :	53
III.5.2.Pré-dimensionnement:	53
III.5.3.Evaluation des charges :	53
III.5.4.Ferrailage (ELU) :	53
III.5.5.Vérification :	56
III.5.6.Calcul de la poutre palière a la torsion :	56
III.5.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :	58
III.5 Etude des planchers :	59
III.5.1. Introduction :	59
III.5.3. Méthode de calcul :	60
III.5.5.Évaluation des charges :	61
III.5.6. Calcul des sollicitations :	62
IV.6.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :	69
IV.6.2.Calcul des armatures longitudinales :	69

## **CHAPITRE VI : Etude sismique :**

IV. 1.Introduction :	75
IV.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	75
METHODE STATIQUE EQUIVALENTE:	76
IV.3. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale) :	77
IV.3.1. PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL :	77
IV.3.2. SPECTRE DE REponse DE CALCULE : RPA 2003 (ARTICLE 4.3.3) :	78
IV.3.3. NOMBRE DE MODES A CONSIDERER :	80
IV.4. Modélisation de la structure en portiques (sans voiles) :	82
IV.4.1.MODELISATION DE LA STRUCTURE INITIALE (VARIANTE 1) :	83
IV.4. 2.DEUXIEME PROPOSITION :	84

IV.4.3. TROISIEME PROPOSITION : .....	86
V.5.Calcul Des Actions Sismiques .....	90
Vérification du déplacement : .....	95
Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- $\Delta$ : .....	97
Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure: .....	100
Conclusion : .....	102

## **CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux**

V : Ferrailage des éléments structuraux : .....	103
V.1.Introduction : .....	103
V.2. Combinaisons des charges : .....	103
□ .....	V.3.Ferrailage des poteaux : 103
VI.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003 : .....	104
VI.3.3. Calcul de ferrailage : .....	105
V.4Etude des poutres : .....	117
V.4.1.Introduction : .....	117
V.4.2. Combinaisons des charges : .....	117
V.4.3. Recommandations du RPA99/version 2003 : .....	117
V.4.4. Calcul de ferrailage : .....	117
V.4.5.Présentation du ferrailage des poutres: .....	22
V.5. Ferrailage de voile plein : .....	124
V.5.1 : Introduction : .....	124
V.5.2:Types d'armatures : .....	124
V.5.2.2 : Aciers horizontaux : .....	124
V.5.2.3 : Armatures transversales : .....	125
V.5.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales : .....	125
V.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) : .....	125
V.5.5.Calcul de la section d'armature : .....	126
V.5.6 : Calcul de la section des armatures : .....	127
V.5.6 .1 : Armatures verticales : .....	127
V.5.6.2 : Armature verticale minimale : .....	130
VI.5.6.3 : Le pourcentage minimum d'armatures verticales : .....	130
V.5.6.4. L'espacement: .....	131

V.5.6.5. Choix d'armature:.....	131
V.5.6.6. Vérification des voiles à l'Effort tranchant: .....	131
V.5.6.7. Armatures horizontales : .....	132
VI.5.6.9. Ferrailage des voiles : .....	133

## **CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction : .....	134
VI.2 : Définition : .....	134
VI.3 : Le choix de type de fondation:.....	134
VI.3.1 : Différents types de fondations : .....	134
VI.3.2 : Choix de type de fondation : .....	134
VI.3.3: Combinaison d'action : .....	135
VI.4 : Calcul des fondations : .....	135
VI.4.2 : Calcul la section des semelles : .....	135
VI.5 : Radier général : .....	136
VI.5.1 : Pré dimensionnement du radier : .....	137
VI.5.2. Calcul de surface minimale du radier : .....	138
VI.5.3 : Vérifications diverses : .....	139
VI.5.3.2 : Vérification de la stabilité du radier: .....	140
VI.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier: .....	140
VI.5.5. Vérification de stabilité de radier : .....	141
VI.5.5.1. Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$ : .....	141
VI.5.5.2. Vérification au non soulèvement des fondations $(G+Q+E)$ : .....	142
VI.5.6.Ferrailage du radier : .....	143
VI.5.6.3. Ferrailage de la dalle de radier : .....	144
VI.6. Les sollicitations sur les nervures : .....	149
VI.6.2. Diagrammes des sollicitations : .....	151
VI.6.3. Calcul du ferrailage : .....	154
VI.6.4. État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1).....	156
VI.6.5.Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1) .....	157
VI.6.6. Armatures minimales : .....	157
VI.7. Présentation du ferrailage : .....	158

# Liste des tableaux

## ChapiterI: Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier fe .....	6
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	9

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

Tableau. II.2 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse. ....	22
Tableau. II.3 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage courant ...	23
Tableau. II.4 :Murs extérieurs de façade double vitrage .....	23
Tableau. II .5: Murs intérieur.....	24
Tableau. II .5:Charges du Balcon terrasse(Dalle pleine). ....	24
Tableau .II .6 : Charges du Balcon terrasse(Dalle pleine). ....	25
Tableau II.6 :Charge permanente du palier.....	25
Tableau II.7 : Charge permanente du Paillasse.....	26
Tableau. II.11 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	31
Tableau .II. 12 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	31
Tableau .II. 13 : Résumé du pré dimensionnement des éléments.....	32

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.2. Vérification de la contrainte.....	47
Tableau. III.7 : les combinaisons sur travée .....	62
Tableau. III.8 : les combinaisons sur appui .....	62
Tableau Récapitulatif Des Résultats : .....	70
Tableau Récapitulatif Du Ferrailage : $A = \max(A_{calcul} ; A_{min} ; A'_{min} )$ .....	70

## CHAPITRE VI : Etude sismique :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités $Pq$ .....	80
IV.3.3. Nombre de modes à considérer .....	80
Tableau IV.3. Classification des sites.....	81
Tableau IV.3. Résultat de la première variante.....	82
Tableaux IV.4. Périodes et coefficients de participation modaux de la 1 <sup>ère</sup> proposition.....	84
Tableau IV.5 : Périodes et coefficients de participation modaux. de la 2 <sup>ème</sup> proposition.....	85
Tableau IV.6 : Périodes et coefficients de participation modaux. de la 3 <sup>ème</sup> proposition.....	87
Tableau IV.7: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	89
Tableau .IV.8: coefficient d'accélération de zone A. ....	90
Tableau IV.9 : Valeurs de $\xi$ (%) .....	91
Tab IV .10 Calcul de V statique.....	93
Tab IV .11. Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (X-X) au niveau de chaque étage.....	94
Tab IV.12 Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (Y-Y) au niveau de chaque étage.....	95
Tableau IV .13: Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX) .....	96
Tableau IV.14 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY) .....	96
Tableau IV.15 : Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) < Sens Longitudinal >.....	97
Tableau IV.16: Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) <Sens Transversal> .....	98
Tableau IV.17 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX .....	99
Tableau IV.18: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY... ..	100
Tableau IV.19 : L'excentricité accidentelle .....	101
Tableau IV.20 : L'excentricité accidentelle .....	102

## **CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux**

Tableau. V. 1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	104
Tableau. V.2 : résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	106
Tableau .V.3 : Les vérifications des sections.....	111
Tableau .V.4 : Les choisit des sections.....	111
Tableau V.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage en travée à ELU.....	118
Tableau .V.6 : Vérification de la contrainte.....	119
Tableau V.7 : ferrailage en appuis à combinaison (G+Q+E).....	119
Tableau V.8 : Les choisit des sections.....	120
Tableau V.9 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	128
Tableau .V.10 : Armatures des voiles.....	131

## **CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure**

Tableau.VII.1. résumé le résultat de effort et moment pour (0.8G± E).....	141
Tableau VII.2. Résultats de calcul de la stabilité du radier. ....	141
Tableau.VII.3. résumé le résultat de effort et moment pour (G+Q± E).....	142
Tableau VII.4. Résultats de vérification au non soulèvement des fondations. ....	142
Tableau VII.5. Résultats de Méthodes de calcul.....	143
Tableau.VII 6. Moments fléchissant dans le radier. ....	144
Tableau.VII.7. Ferrailage de radier à l'ELU.....	145
Tableau.VII.8. Ferrailage de radier à l'ELS. ....	146
Tableau.VII.9. Ferrailage de débords. ....	148
VI.6. Les sollicitations sur les nervures : .....	149
Tableau.VII.10. Sollicitation sur les nervures sens (x-x).....	150
Tableau.VII.11. Sollicitation sur les nervures sens (y-y).....	151
Tableau .VII.12. Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELU.....	155
Tableau.VII.13. Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELU.....	156
Tableau .VII.14. Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELS.....	156
Tableau.VII.15. Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELS.....	156
Tableau VII.16. Tableau récapitulatif des résultats sens (x-x).....	157
Tableau .VII.17. Tableau récapitulatif des résultats sens (y-y).....	157
VI.7. Présentation du ferrailage : .....	159

# Liste des figures

## CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

Figure.1.2- Vue globale de structure.....	1
---	---

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement et Evaluation des Charges

Figure II.1: Pré dimensionnement des poutres principales.....	10
Figure II.2: Pré dimensionnement des poutres secondaires.....	11
Fig. II.4. Coffrage des poteaux .....	11
Figure II.5 : Pré dimensionnement des poteaux.....	12
Figure .II.6 : Coupe de voile en élévation.....	13
Figure II.7 : Plancher à corps creux .....	14
Figure II-8- Schéma de calcul.....	15
Figure II.9 : Schéma dès plancher corps creux .....	16
Fig. II.10: Schéma de l'escalier .....	17
Figure II.11 :Schéma d'escalier .....	18
Figure II.12 : Schéma statique d'escalier.....	19
Figure II.13 :Schéma les types des dalles pleines.....	20
Figure II.14. Schéma de l'acrotère.....	21
Fig. II.15. Plancher terrasse. ....	22
Fig. II.16 : Plancher étage courant. ....	23
Figure II.17 : Surface afférente poteau (E-2).....	27

## **CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires**

Figure II.1.Caractéristiques géométriques de l'acrotère.....	33
Figure III. 2: Section à ferrailer .....	35
Figure III. 3: Schéma du ferrailage de l'acrotère .....	38
Figure III. 4: Schéma statique du balcon .....	39
III.3.4. Schéma de ferrailage:.....	44
III.4.Etude d'escalier :.....	45
Figure III.9.Les charges sur l'escalier.....	45
Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier .....	52
Figure III.11.: Coupe Poutre                      palière .....	57
III.5.7.dessin de ferrailage de la poutre palière : .....	58
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière. ....	58
III.5 Etude des planchers : .....	59
Figure.III.2. Les différents types des poutrelles .....	60
Figure .IV.10 : Section de ferrailage de poutrelle.....	60
Figure .IV.11 :Schéma de ferrailage de poutrelle.....	74

## **CHAPITRE VI : Etude sismique :**

Figure IV.1 : Simulation de la force sismique.....	78
Figure IV.2. Courbe de spectre de réponse.....	78
Figure IV.3. Disposition des portiques.....	82
Figure IV.4. Vue en plan et en élévation de la 1 <sup>ère</sup> proposition.....	83
Figure IV.5. Vue en plan et en élévation de la 2 <sup>ème</sup> proposition.....	85
Figure IV.6. Vue en plan et en élévation de la 3 <sup>ème</sup> proposition.....	86
Figure IV.7. : Mode 01 vue 3D et vue en plan de la 3 <sup>ème</sup> variante .....	88
Figure IV.8.: Mode 02 vue 3D et vue en plan de la 3 <sup>ème</sup> variante .....	88
Figure IV.9 : Mode 03 vue 3D et vue en plan de la 3 <sup>ème</sup> variante .....	89

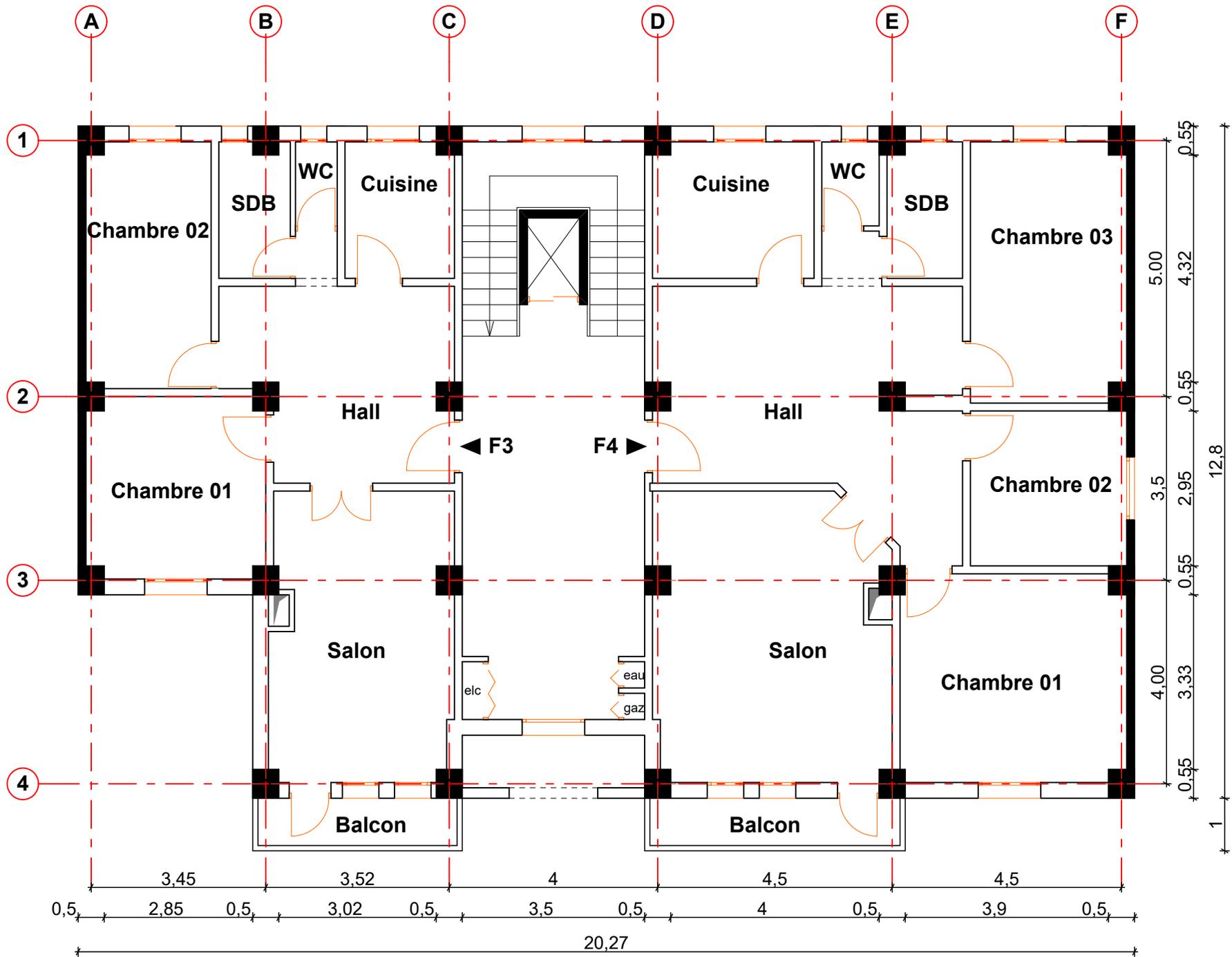
## **CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux**

Figure VI.1 : schéma de poteaux .....	105
Figure V.2 : schéma de poteaux.....	112
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.....	116

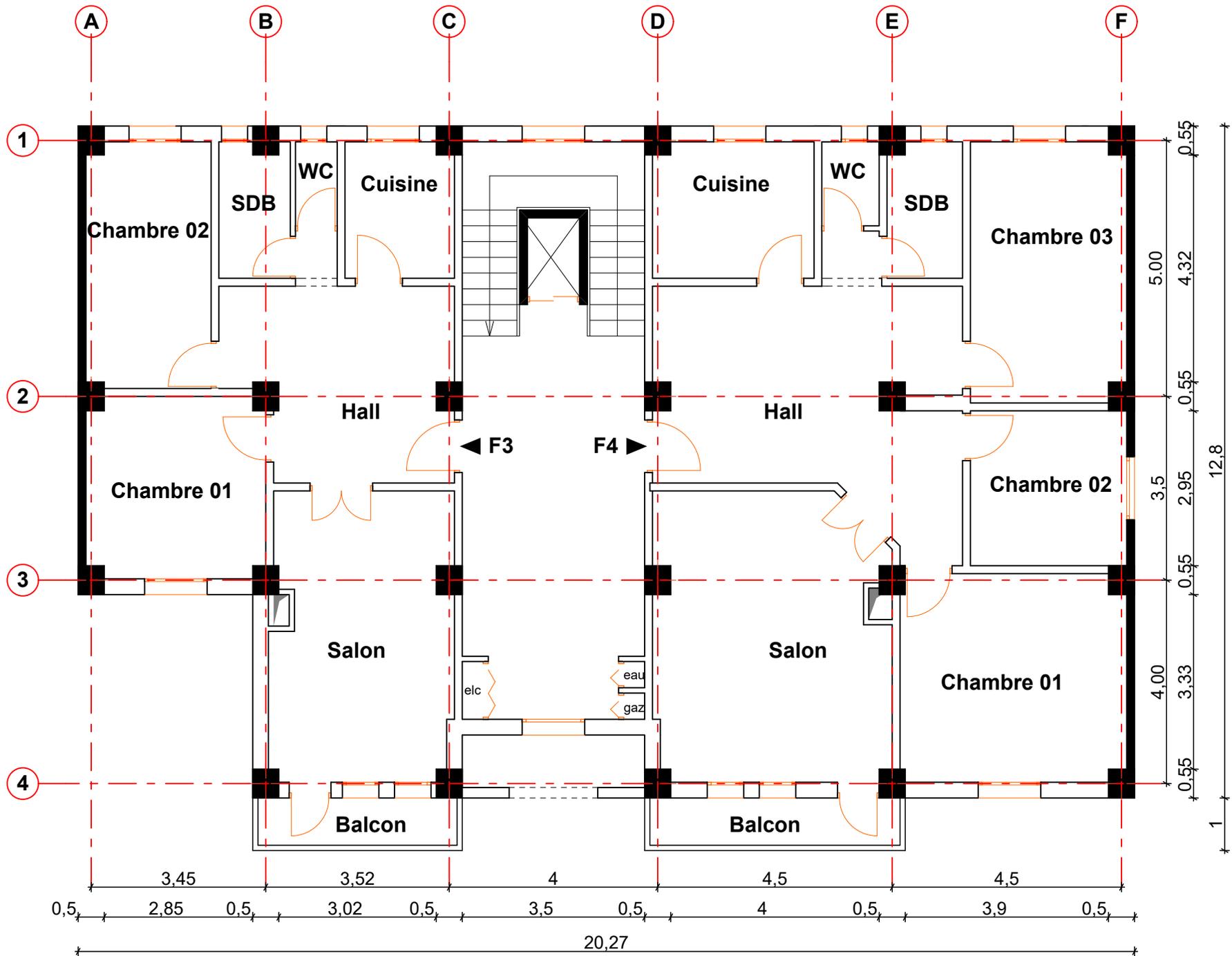
Figure V.5 : section de Poutre .s .....	117
Figure V.4 : section de Poutre .P .....	118
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	122
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	123
Figure V.8. Schéma de section entièrement tendue .....	126
Figure .V.9. Organigramme de flexion composée.....	127
Figure V.10. Les contraintes dans le voile.....	130
Figure V.11: coupe de ferrailage du voile .....	133

## **CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure**

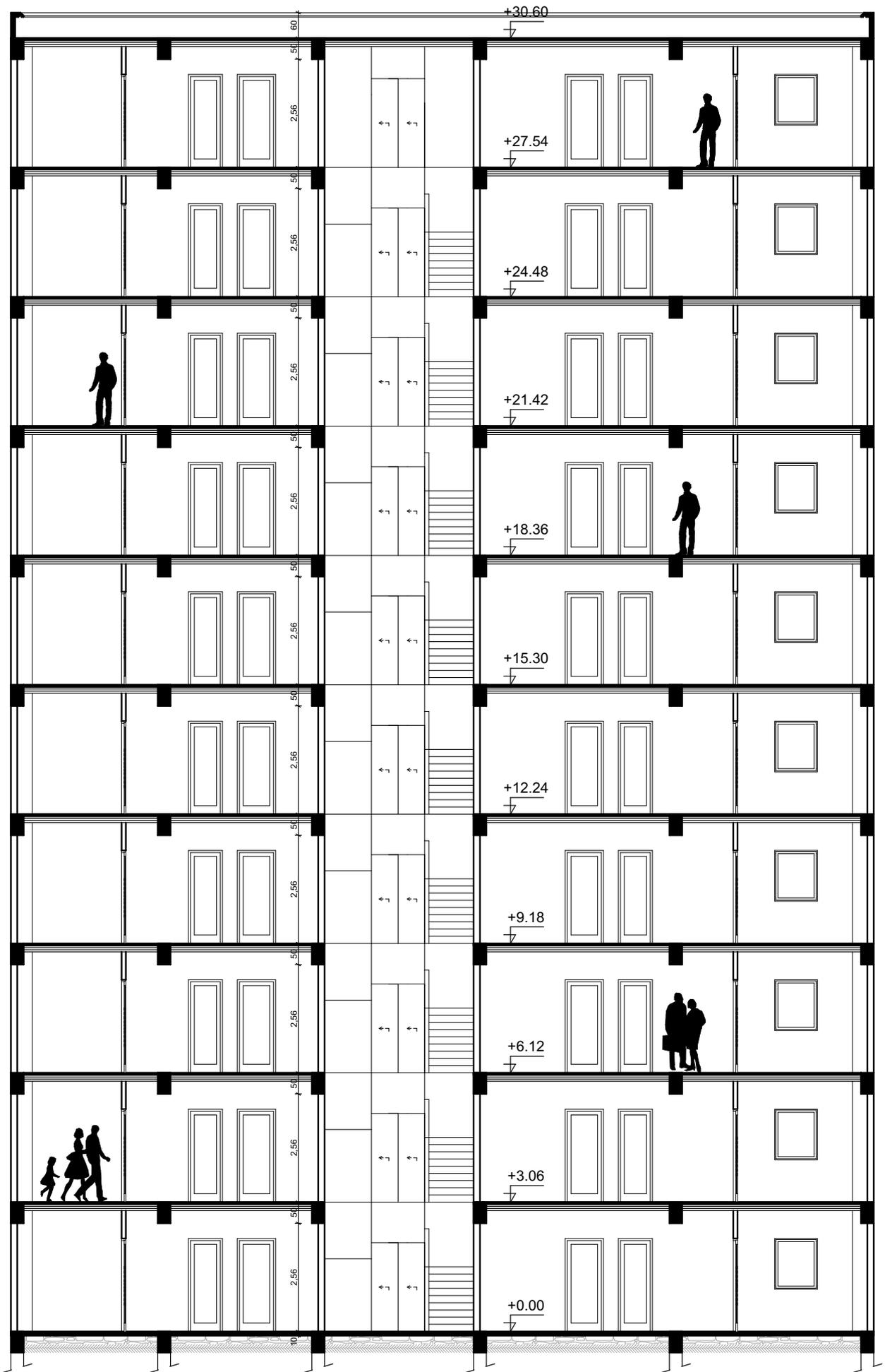
Figure VII.1 .Schéma du Radier .....	136
Figure. VII.2. Schéma de radier.....	147
Figure.VII.3. schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	147
VI.6. Les sollicitations sur les nervures : .....	149
Figure VII.4. Répartition des charges triangulaires sur les nervures.....	149
Figure VII.5 .Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures.....	149
Fig.VII.6.Schéma statique de la nervure sens (x-x).....	150
Fig.VII.7.Schéma statique de la nervure sens (y-y).....	150
Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant(x-x).....	151
Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchant(x-x).....	151
Figure VII.10. Diagramme des moments fléchissant (y-y).....	152
Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchant (y-y).....	153
Figure VII.12. Diagramme des moments fléchissant(x-x).....	153
Figure VII.13. Diagramme des efforts tranchant(x-x) .....	153
Figure VII.14. Diagramme des moments fléchissant (y-y).....	154
Figure VII.15. Diagramme des efforts tranchant (y-y).....	154
VI.7. Présentation du ferrailage : .....	152
Figure.VII.17. Ferrailage des nervures (sens y-y).....	160
Figure.VII.18. Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures.....	160



**PLAN RDC**



**PLAN ETAGE COURANT**



**Coupe A-A**

# Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de

Formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant (**R+9**) étages est assuré par des voiles implanté dans la wilaya de **Saida** classé selon le **RPA révisé en 2003** en zone de faible sismicité (**zone I**).

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ROBOT** (Version2014) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91** et les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**".

# Chapitre I

## Présentation de projet

## I-1. Présentation de l'ouvrage

### I.1.1. Introduction :

Ce projet consiste à étudier et modélisée un bâtiment (R+9) à usage d'habitation Il sera implanté dans la région de la Wilaya de **Saida** classée en Zone I, de faible sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A99 version 2003**).

### I.1.2. Caractéristiques géométriques:

- ✓ Longueur totale : 19.97 m
- ✓ Largeur totale : 12.5m
- ✓ Nombre de niveau : 10:RDC +09 étage
- ✓ Hauteur de RDC :  $H_{rdc}$  : 3.06 m
- ✓ Hauteur de l'étage :  $H_{étage}$  : 3.06 m
- ✓ La hauteur du bâtiment (sans acrotère ) :30.6 m

### I.1.3. Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Saida , zone classée par le RPA 99/version 2003 Comme une zone de faible sismicité (Zone I)
- ✓ L'ouvrage d'habitation appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ -Le site est considéré comme un site meuble : catégorie **S3**

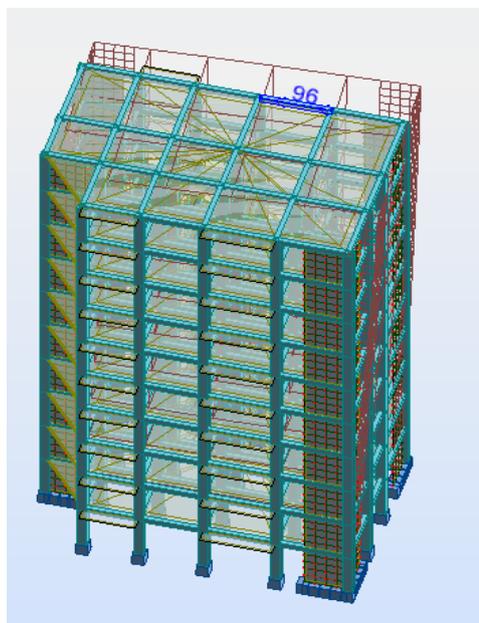


Figure.1.2- Vue globale de structure

### I.1.4. Conception de la structure :

#### a) Ossature :

Notre ouvrage est contreventé par des voiles avec interaction pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

**b) Plancher :**

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

**c) Escaliers :**

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

**d) Maçonnerie :**

- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

**e) Revêtement :**

Le revêtement est constitué de:

- **Carrelage** : pour les planchers, l'épaisseur  $e = 2\text{cm}$ .  
pour les escaliers, l'épaisseur  $e = 2\text{cm}$ .
- **Enduit plâtre** : 2cm pour les murs intérieurs.  
2cm pour les plafonds.

**f) Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

**I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :****I.2.1. Le Béton :**

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulas** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland composé de classe 325 (CPJ42.5).
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

**-Dosage du béton :**

Dans ce projet, On accepte le dosage suivant pour 1m<sup>3</sup>du béton normal :

- Ciment 350 Kg/m<sup>3</sup>
- Gravier 800 L/m<sup>3</sup>
- Sable 400 L/m<sup>3</sup>
- Eau 180 L/m<sup>3</sup>

- Dans la superstructure on choisit un ciment de type CPJ42.5 de dosage 350 kg/m<sup>3</sup>

-Dans l'infrastructure on choisit un ciment de type CRS de dosage 370 kg/m<sup>3</sup>

**I.2.2. Caractéristiques mécaniques du béton :**

**a) Résistance caractéristique à la compression : BAEL91 (Article A.2.1,11)**

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvette cylindriques (Ø = 16 cm ; h = 32 cm). Les résistances à « j » jours des bétons, peuvent être évaluées par les formules approchées suivants :

- Pour des résistances **f<sub>c28</sub> ≤ 40MPa** :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ Si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \text{ Si } j > 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances **f<sub>c28</sub> > 40MPa** :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ Si } j < 28 \text{ jour}$$

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

**b) Résistance caractéristique à la traction : BAEL91 (Article A.2.1,12)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f<sub>tj</sub>. En pratique, les règlements fixent la valeur de f<sub>t28</sub> à partir de f<sub>c28</sub> en se référant à la relation

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ Si } j \leq 60 \text{ jours}$$

suivante

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \text{ Si } j > 60 \text{ jours}$$

**c) Module déformation longitudinale du béton : BAEL91 (Article A.2.1, 2) On distingue :**

- **Module de déformation instantanée : BAEL91 (Article A.2.1, 21)**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

➤ **Module de déformation différée** : BAEL91 (Article A.2.1, 22)

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{donc } E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}^e$$

**d) Coefficient de POISSON** : BAEL91 (Article A.2.1, 3)

Le coefficient de POISSON est le rapport de la déformation relative transversale par la déformation relative longitudinale, il sera pris égal à

- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations (l'ELS).
- $\nu = 0$  (**zéro**) pour le calcul des sollicitations (l'ELU).

**e) Module de déformation transversale** :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la formule  
Suivant :  $G = E / 2(1 + \nu)$

Avec  $E$  : module de Young et  $\nu$  : Coefficient de poisson

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU)

$$\text{ELU : } \nu = 0 \text{ et } G = 0.5 \times E$$

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS)

$$\text{ELS : } \nu = 0.2 \text{ et } G = 0.42 \times E$$

**f) Contrainte ultime de cisaillement (de béton)** : BAEL91 (Article A.5.1, 21)

La contrainte ultime de cisaillement ( $\tau$ ) pour les armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) est donnée par les deux expressions suivantes :

$$\overline{\tau}_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) \text{ en fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) \text{ en fissuration préjudiciable}$$

**g) Contrainte limite (admissibles)**

**Contrainte de compression :**

**1) À l'E.L.U :** D'après le BAEL91 (Article A.4.3, 41)

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

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

$\theta$  : dépend de la durée d'application des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{Durée d'application des charges} > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,91 & \text{heure} \leq \text{Durée d'application} \leq 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,85 & \text{Durée d'application} < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on prend égale à 1.

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1,5} \quad \text{Cas des sollicitations durables ou transitoires.} \\ \text{Le coefficient } \gamma_b \text{ vaut :} \\ \mathbf{1,15} \quad \text{Cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

**2) À l'E.L.S :**

La contrainte limite de service de compression du béton notée  $\sigma_{bc}$  avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme

Contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme suit .

**I.2.3.L'Acier :**BAEL91 (Article A.2.2) :

**I.2.3.1. Définition :**

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même

coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton. On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.

-Les barres à Ronds lisse FeE235

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

I.2.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier  $f_e$

type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215	215	Emploi courant.
	FeE235	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant.
	FeE500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE500	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	520	

I.2.3.3. Module d'élasticité des aciers :

Sa valeur est donnée expérimentalement :  $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ .

I.2.3.4. Contraintes limites dans l'acier : (BAEL91 A 2.2,2)

➤ **Etat limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Coefficient de sécurité  $\gamma_s$  :

{	1 Pour les situations accidentelles
	1.15 Pour les autres cas.

➤ **Etat limite service :**

- ♦ La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = f_e \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left( 1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left( 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ Fissuration très préjudiciable}$$

- ♦ : Coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les aciers rond lisse (RL).} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les aciers a haut adhérence (HA) de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers a haut adhérence (HA) de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

**I.2.4. Etats limites:**

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- 1) Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- 2) Etats limite de service.

**I.2.5. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**

**a) Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : 1,35 G + 1,5 Q.

**b) Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : G + Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G+Q+E \\ \text{avec } Q : \text{ charge d'exploitation} \\ 0,8 G+E \end{array} \right\} \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente} \\ E : \text{ effort de séisme} \end{array}$$

**Les règles et les normes de calcul:**

Pour le calcul et la vérification on utilise :

Les règles parasismiques algériennes (RPA 2003).

Les règles B.A.E.L91.

Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).

**I.2.6.Conclusion :**

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

<b>Matériaux</b>	<b>Caractéristique mécanique</b>	<b>Valeurs (MPa)</b>
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ ) du béton	25
	Contrainte limite à l'ELU :	/
	Situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.48
	Contrainte limite à l'ELS :	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164.195
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10818.865
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte à l'ELU :	/
	Situation accidentelle	400
	Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS :	/
	Fissuration peu préjudiciable	400
	Fissuration préjudiciable	201.63
	Fissuration très préjudiciable	164.97

**Tableau I.2 :** Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Chapitre II  
Pré dimensionnement  
Des éléments

### II -1 Pré dimensionnement :

#### II.1.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage, il est effectué selon les règlements en vigueur notamment « RPA2003 » et le « BAEL91 » en respectant les conditions de résistance et de flèche.

#### II.1.2. pré-dimensionnement poutres :

Les poutres sont des pièces fléchies à la moyenne droite de la section rectangulaire, elles sont destinées à supporter les charges verticales et à les transmettre aux poteaux sous forme de réaction d'appuis.

Les poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

a) Critère de flèche :

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

- L : La portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre
- b : La largeur de la poutre

b) Conditions imposées par le RPA 99 versions 2003 :

- $b \geq 20$  cm.
- $h \geq 30$  cm.
- $h/b \leq 4$

##### II.1.2.1. Les poutres principales:

#### ➤ Condition de poutre : BAEL91 (art B.6.5, 1)

- Nous avons :  $L_{\max} = 500$  cm.

$$L=5.00\text{m} \Rightarrow \frac{500}{16} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 31.25 \leq h \leq 50$$

On prend:  $h=50$ cm.

- Calcul de la largeur b:

$$0.3h \leq b \leq 0.4h \longrightarrow 0.3 \times 50 \leq b \leq 0.4 \times 50 \longrightarrow 15 \leq b \leq 20$$

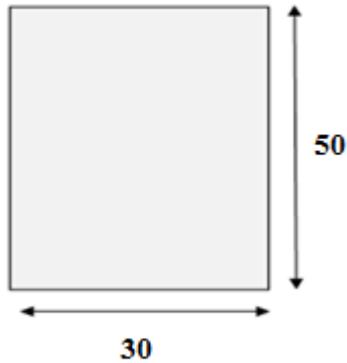
On prend la min de RPA2003 :  $b=30$ cm.

On prend  $h = 50$  cm et  $b = 30$  cm

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

- Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1 :
  - $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  (condition vérifier)
  - $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  (condition vérifier)
  - $h / b = 1.66 < 4$  (condition vérifier)

Donc la section retenue pour la poutre principale est : (30)x (50) cm<sup>2</sup>.



**Figure II.1:** Pré dimensionnement des poutres principales.

### II.1.2.2. Les poutres secondaires:

- Nous avons :  $L_{\max} = 450 \text{ cm}$ .

$$L=4.50\text{m} \Rightarrow \frac{450}{16} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 28.125 \leq h \leq 45$$

On prend:  $h=45\text{cm}$ .

- Calcul de la largeur  $b$ :

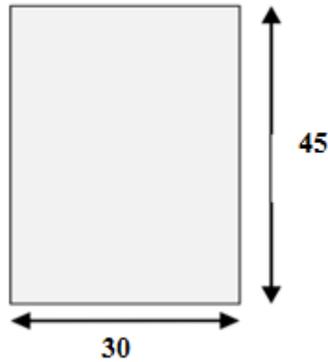
$$0.3h \leq b \leq 0.4h \longrightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.4 \times 45 \longrightarrow 13.5 \leq b \leq 18.$$

On prend la min de RPA2003 :  $b=30\text{cm}$ .

On prend  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

- Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1 :
  - $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  (condition vérifier)
  - $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  (condition vérifier)
  - $h / b = 1.5 < 4$  (condition vérifier)

Donc la section retenue pour la poutre secondaire est : (30x 45) cm



**Figure II.2:** Pré dimensionnement des poutres secondaires.

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant:

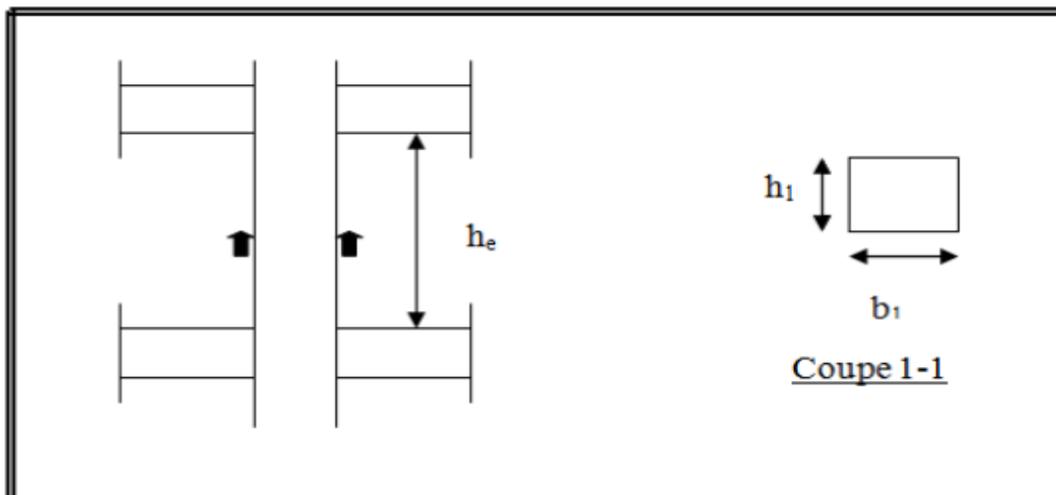
Poutres	Section ( $cm^2$ )
Principale	(30× 50)
Secondaire	(30× 45)

**Tableau. II.1.:** Les sections des poutres sont résumées.

**II.1.3. Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales et de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettent aux fondations.

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux ( $55 \times 50$ )  $cm^2$ .



**Fig. II.4.** Coffrage des poteaux

➤ **Vérification les règles RPA 2003 Article 7.4.1 :**

Pour la zone sismique I :

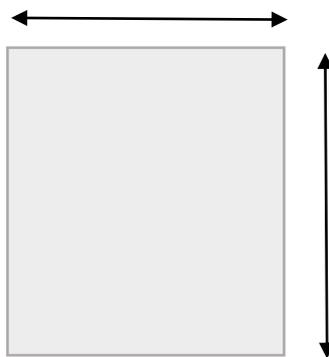
$$h_e(y) = 306 - 50 = 256 \text{ cm}$$

$$h_e(x) = 306 - 55 = 251 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Min}(50, 55) = 50 > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \longrightarrow \text{Min}(50, 55) = 50 > 256/20 = 12.8 \longrightarrow \text{Condition vérifié.} \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4 \longrightarrow 1/4 < 0.90 < 4 \longrightarrow \text{Condition} \\ \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

Donc on prend une section de  $(50 \times 55) \text{ cm}^2$ .

50



**Figure II.5 :** Pré dimensionnement des poteaux.

### II.1.4. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1).

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99. Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99 (article 7.7.1)** : « Les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :  $L$  : porté du voile. Et  $a$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$h_{e_{\max}} = h - h_t = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m.}$$

Avec :  $h$  : hauteur libre d'étage

$h_t$  : hauteur de la poutre

D'où :  $a \geq 261/20 = 13.3 \text{ cm.}$

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

Conclusion :

On prend :  $e=15\text{cm}$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de  $e = 15 \text{ cm}$ .

### ➤ Vérification de la largeur : (Art 7.7.1)

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

$$L_{\min} \geq 4a$$

Dans notre cas  $L_{\min}=295\text{cm} \geq 4 \times 15 = 60\text{cm} \Rightarrow$  (condition vérifiée).

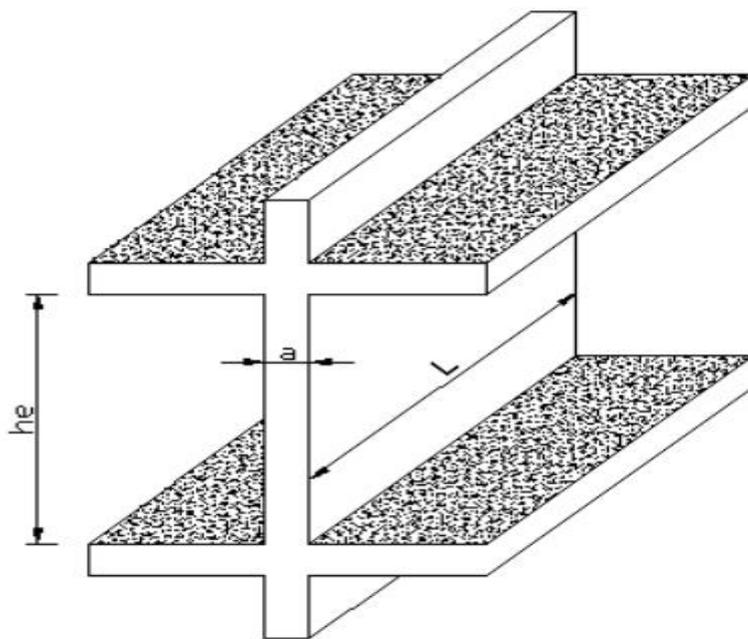


Figure .II.6 : Coupe de voile en élévation

### II.1.5. Pré-dimensionnement de Planchers (Corps creux) :

Dans notre projet on a un plancher en corps creux qui est généralement une aire plane, destinée à limiter des étages est à supporter les revêtements, Dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique: il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond.

#### II.1.5.1. Hauteur du plancher :

D'après les règles de **BAEL 91 (Art-B.6.8 ;424)** ; l'évaluation de l'épaisseur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes:

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5}$$

$L_{\max}$ : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

$h_t$  : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 450 \text{ cm}$$

$L_{\max}$ : Longueur entre nus.  $L_{\max} = 4,5 \text{ m}$

$$h \geq 450 / 22,5 = 20$$

Alors,  $h_t \geq 20 \text{ cm}$

Remarque: La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis selon **BAEL 91 (Art-B-6-1-1)**.

On va choisir:  $h_t = 20 \text{ cm}$ .

D'où  $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de la table de compression} \\ 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux} \end{array} \right.$

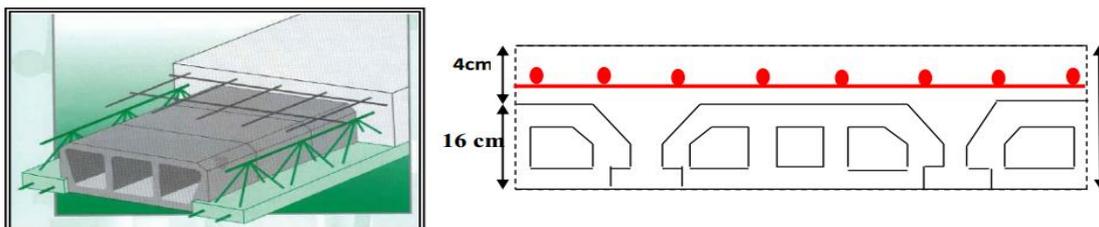
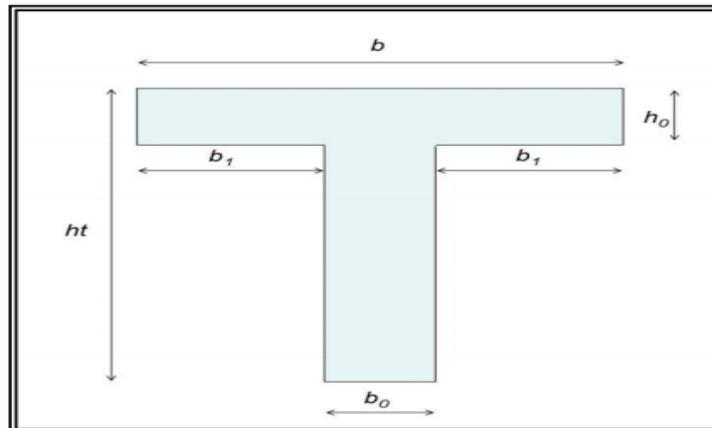


Figure II.7 : Plancher à corps creux

### II.1.5.2. Poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle de compression une section en T,



**Figure II-8-** Schéma de calcul.

D'après les règles **BAEL 91(article A 4.1.3)** la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de  $b_1$  :

$$b_1 = \min\left[\frac{L}{10}; \frac{L_n}{2}\right]$$

$L_n$  : Distance entre axes des nervures.

$L$  : Distance entre nus d'appuis de la poutrelle.

D'après les normes algériennes (**DTR-B.C.22**), la distance entre axes des nervures est prise égale à  **$L_n = 55 \text{ cm}$** ;

La hauteur de la nervure est égale à  **$h_0 = 4 \text{ cm}$** ;

La largeur  $b_0$ :

$$0.3 \times h_t \leq b_0 \leq 0.5 \times h_t$$

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20$$

$$6 \leq b_0 \leq 10$$

$$\mathbf{b_0 = 10 \text{ cm}}$$

On prend :

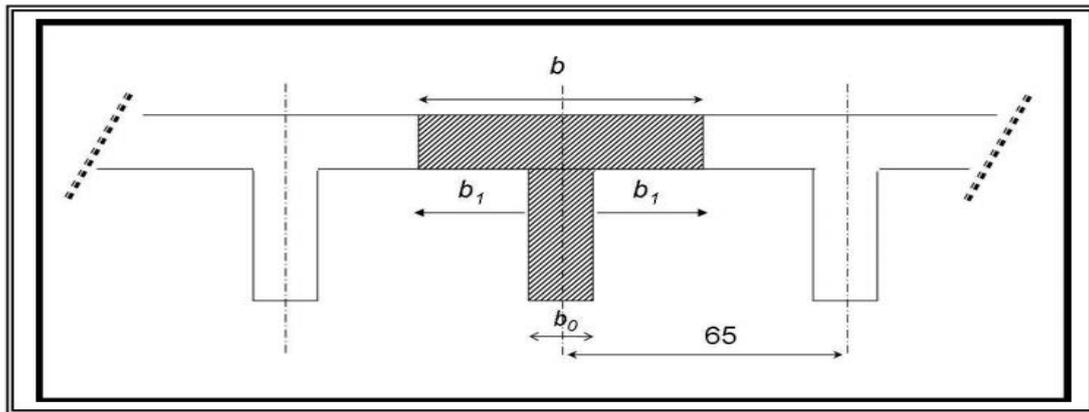
$$b_1 \leq \frac{L}{10} \Rightarrow b_1 \geq \frac{450}{10} \Rightarrow b_1 \geq 45 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left[ \frac{L}{10}; \frac{L_n}{2} \right] = [45; 27.5] = 27.5 \text{ cm}$$

En conséquence, on adopte:

$b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $b_1 = 27.5 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $h_t = 20 \text{ cm}$ .



**Figure II.9 :** Schéma d'un plancher corps creux

### II.1.6. L'escalier :

#### II.1.6.1. Définition :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants : Rapidité d'exécution et Utilisation immédiate de l'escalier.

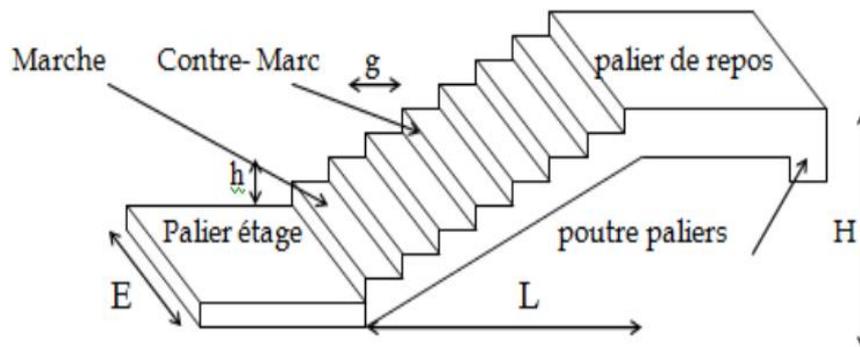


Fig. II.10: Schéma de l'escalier

#### II.1.6.2. Calcul des dimensionnement (g, h)

Pour assurer le confort des marches et contremarches (g, h) on utilise généralement la

Formule de **BLONDEL** :

$$2h + g = m \quad (h \text{ et } g \text{ en cm})$$

m : varie entre 59 et 66 cm

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de marche.

On prend:

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad g = 30 \text{ cm}$$

- **Formule de BLONDEL** :  $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (condition vérifiée)}$$

- **Nombre de contre marche** :  $n = \frac{H}{h}$

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = 3.06 / 0.17 = 18$$

Pour la 1<sup>ère</sup> volées n = 9

Pour la 2<sup>ème</sup> volées n = 9

**Longueur de la volée:**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{8 \times 1.7}{2.40} = 0.5666 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

▪ **Longueur du palier de repos :**

On prend  $l = 120 \text{ cm}$

▪ **Emmarchement E:**

L'embranchement peut être variable selon la dimension de la cage d'escalier

$E = 1,20 \text{ m}$ .

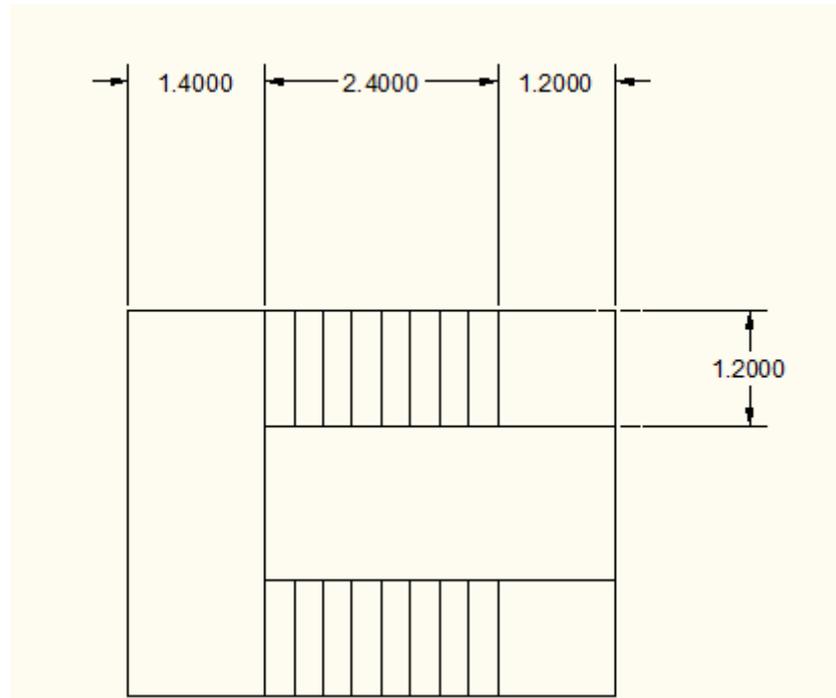


Figure II.11 :Schéma d'escalier .

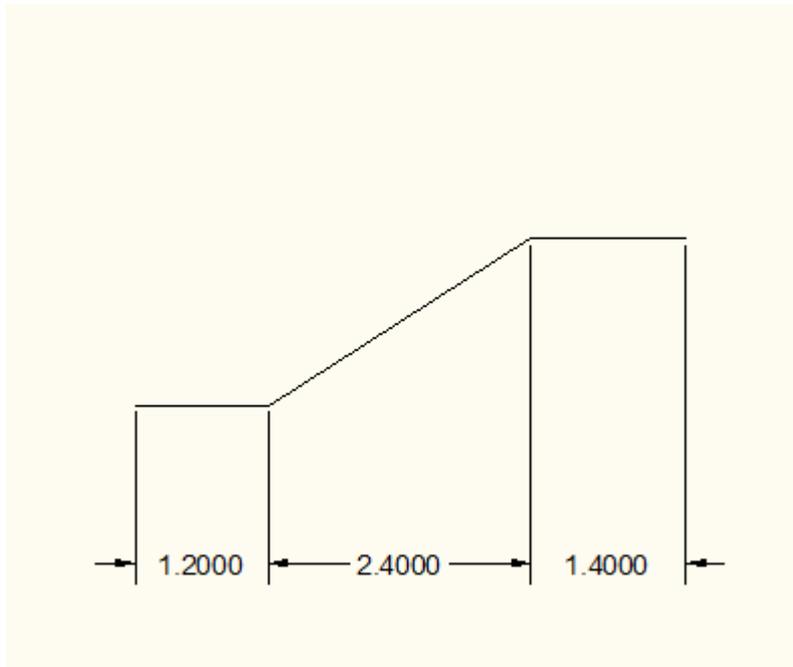


Figure II.12 : Schéma statique d'escalier.

▪ **Épaisseur de la paillasse:**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

$$L' = \sqrt{l^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.70^2} = 2.94$$

$$L = L' + L \text{ de palier de repos} = 2.94 + 1.3 = 4.24 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{424}{30} \leq e \leq \frac{424}{20} \Rightarrow 14.13 \leq e \leq 21.2$$

On prend :  $e = 19 \text{ cm}$

### II.1.7. Les balcons :

#### II.1.7.1. Définition :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. En général, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (article B.6.424)

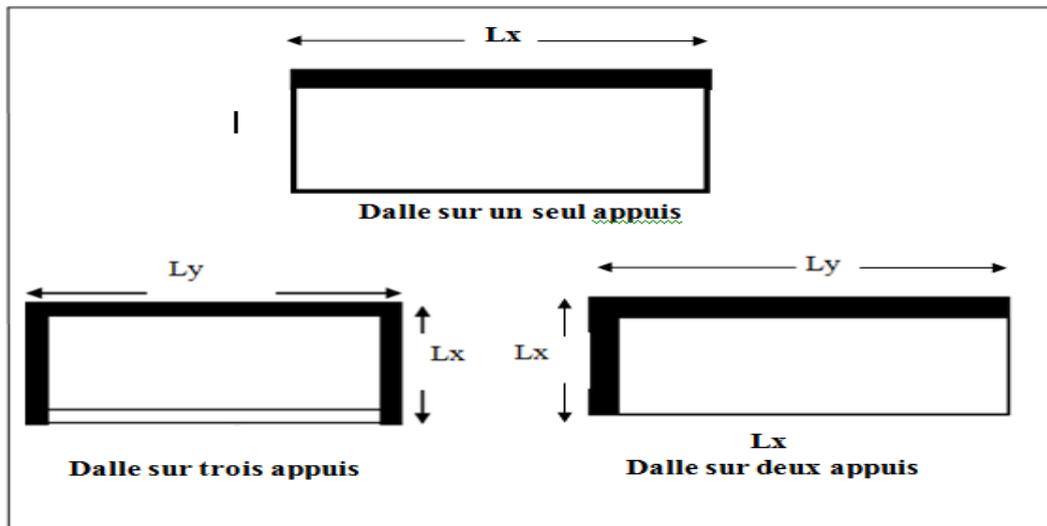


Figure II.13 :Schéma les types des dalles pleines

- **Résistance au feu :**

$e=7$  cm pour une heure de coupe-feu.

$e=11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

$e=17,5$  cm pour quatre heure de coupe-feu.

- **Résistance à la flexion :**

**Balcon 1** :balcon reposant sur trois appuis

$$Lx=100 \text{ cm} \implies \frac{100}{50} \leq e \leq \frac{100}{40} \implies 2 < e < 2.5$$

$$Lx=100 \text{ cm} \implies \frac{100}{50} \leq e \leq \frac{100}{40} \implies 2 < e < 2.5$$

On prend une épaisseur de  $e_3 = 10$  cm.

- **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de :  $e_4 = 12$ cm.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant .Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur  $e= 16$  cm.

Choisit :  $e_1= 16$  cm.

### II.1.8. L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

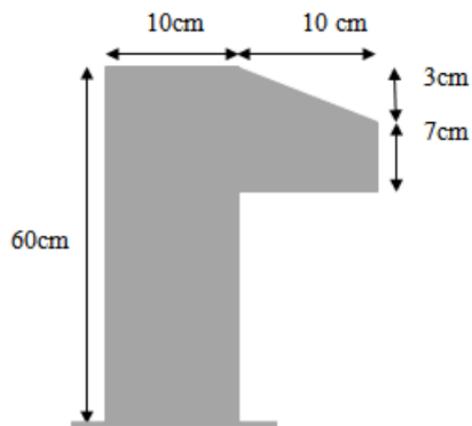


Figure II.14. Schéma de l'acrotère.

**Surface:**

$$S=S1+S2+S3$$

$$= (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

### II.2.Evaluation des charges :

#### II.2. 1. Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

#### ➤ Rôle de descente des charges :

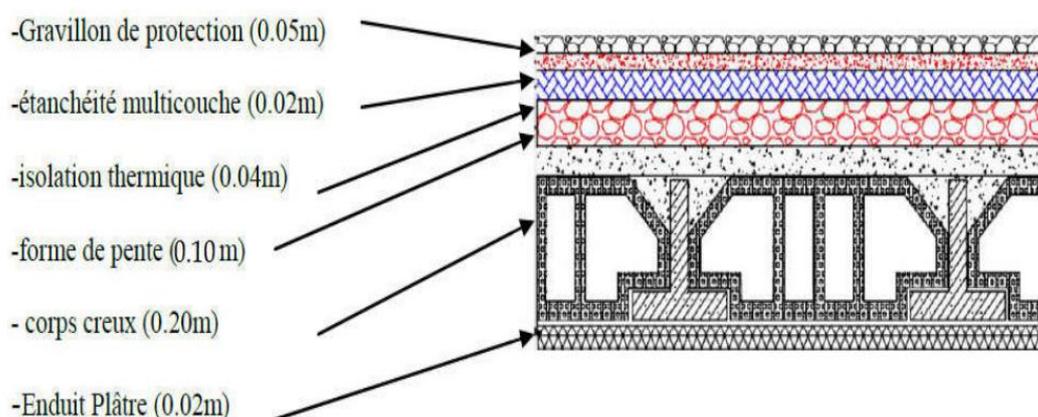
- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

#### II.2.2 .Évaluations des charges appliquées :

##### I.2.2.1.Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2

Désignation de l'élément	$\gamma$ ( $kg/m^3$ )	Epaisseur (m)	G(Kg/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	1500	0.05	75
étanchéité multicouche	200	0.05	10
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique (liège)	400	0.04	16
Plancher en corps creux	/	0.2	260
Enduit de plâtre	1000	0.02	20
/	/	/	<b>G=601</b>

**Tableau. II.2 :** Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse.



**Fig. II.15.** Plancher terrasse.

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

### II.2.2.2.Plancher étage Courant :

Désignation de l'élément	$\gamma$ ( $kg/m^3$ )	Epaisseur (m)	G( $Kg/m^2$ )
Revêtement en carrelage	0.02	2000	44
Mortier de pose	0.02	2200	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Plancher en corps creux	0.2		260
Enduit de plâtre	0.02	1000	10
Cloisons			100
/	/	/	<b>G=490</b>

Tableau. II.3 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage courant

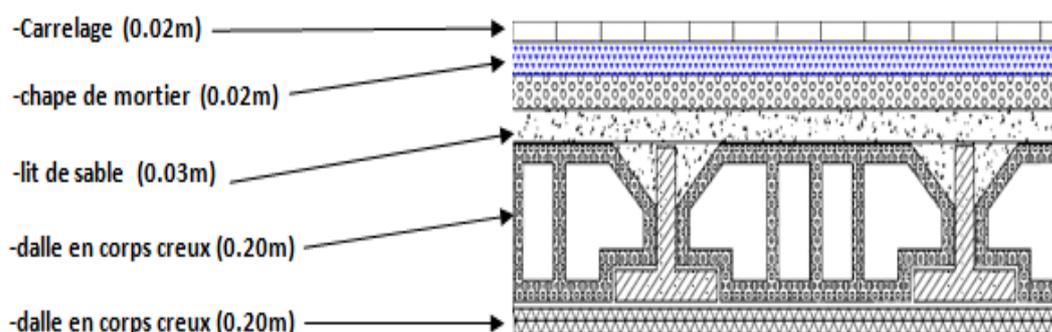


Fig. II.16 : Plancher étage courant.

### Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

1. Terrasse inaccessible ..... 1, 00 kN/m<sup>2</sup>
2. Plancher courant (habitation) ..... 1,50 kN/m<sup>2</sup>

### II.2.2.3.Evaluation de la charge de murs :

#### II.2.2.3.1.Murs extérieurs de façade double vitrage :

Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique( $kg/m^3$ )	G
Verre coté extérieur	0.006	2500	15
Verre coté intérieur	0.005	2500	12.5
$G = 1.25 \times 27.5 = 34.37 \text{ kg/m}^2$			

Tableau. II.4 :Murs extérieurs de façade double vitrage

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

### II.2.2.3.2. Murs intérieur :

N°	Composants	Épaisseur (m)		(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	-	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02		0.2
				<b>G (KN/m<sup>2</sup>)=1.3</b>

**Tableau. II .5:**Murs intérieur

### II.2.2.4. Les balcons :

#### II.2.2.4.1. Balcon terrasse (dalle pleine) :

Désignations	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Gravillon de protection</b>	<b>17</b>	<b>0.05</b>	<b>0.85</b>
<b>Etanchéité multicouche</b>	<b>6</b>	<b>0.02</b>	<b>0.12</b>
<b>Forme de pente</b>	<b>22</b>	<b>0.10</b>	<b>2.2</b>
<b>Enduit en plâtre</b>	<b>10</b>	<b>0.02</b>	<b>0.20</b>
<b>Isolation thermique</b>	<b>4</b>	<b>0.04</b>	<b>0.16</b>
<b>Dalle en béton armé</b>	<b>25</b>	<b>0.16</b>	<b>4</b>
/	/	/	<b>G =7.53</b>

**Tableau. II .5:**Charges du Balcon terrasse(Dalle pleine).

Charge permanente G =7.53 KN/m<sup>2</sup>.

Charge d'exploitation Q =1 KN/m<sup>2</sup>.

#### II.2.2.4.2. Balcon étage courant :

Désignations	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	<b>22</b>	<b>0.02</b>	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	<b>0020</b>	<b>0.02</b>	<b>0.4</b>
<b>Couche de sable</b>	<b>18</b>	<b>0.03</b>	<b>0.54</b>
<b>Dalle pleine</b>	<b>25</b>	<b>0.16</b>	<b>4</b>
<b>Enduit en plâtre</b>	<b>10</b>	<b>0.02</b>	<b>0.2</b>
/	/	/	<b>G=5.58</b>

**Tableau .II .6 :** Charges du Balcon terrasse(Dalle pleine).

{ Charge permanente G =5.58 KN/m<sup>2</sup>.

Charge d'exploitation Q =3.5 KN/m<sup>2</sup>.

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

### II.2.2.5. Evaluation charge de l'acrotère :

#### 1) Surface de l'acrotère

$$= (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \longrightarrow ST = 0,0685 \text{ m}^2$$

#### 2) G1 : Poids de l'acrotère par mètre :

$$G1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ daN/ml}$$

#### 3) G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre :

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ N/ml}$$

#### 4) Poids propre

$$G = G1 + G2 = 120 + 1712.5 = 1832.5 \text{ N/ml}$$

#### Surcharge Q : D'après D.T.R.BC.2.2

Force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante 1000 N/m :

$$\left. \begin{array}{l} G = 1832.5 \text{ N/m} \\ \text{Dans une bonde d'un mètre} \end{array} \right\} Q = 1000 \text{ N/m}$$

### II.2.2.6. Evaluation charge de l'escalier :

➤ Charges et surcharges des escaliers : DTR(B.C2.2).

#### II.2.2.6.1. Palier :

Désignations	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de palier	25	0.19	4.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
/	/	/	5.79

Tableau II.6 : Charge permanente du palier.

#### II.2.2.6.2. Paillasse :

Désignations	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Les marches	22	0.17/2	1.87
Paillasse	25	0.19/cos 29.53	5.31
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
/	/	/	8.443

Tableau II.7 : Charge permanente du Paillasse.

### Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

1. Palier:.....2.5 kN/m<sup>2</sup>

2. Paillasse.....2.5 kN/m<sup>2</sup>

$$q = Q \times 1m = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$$

#### II.2.3. Descente des charges sur les poteaux :

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2].

##### II.2.3.1.Loi de dégression : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci- dessous :

- Pour le toi et terrasse  $Q_0$
- Pour le dernier étage  $Q$ 
  - Pour l'étage immédiatement inférieur  $0.9Q$
  - Pour l'étage immédiatement inférieur  $0.8Q$
  - Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants)

##### II.2.3.2. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E-2) :

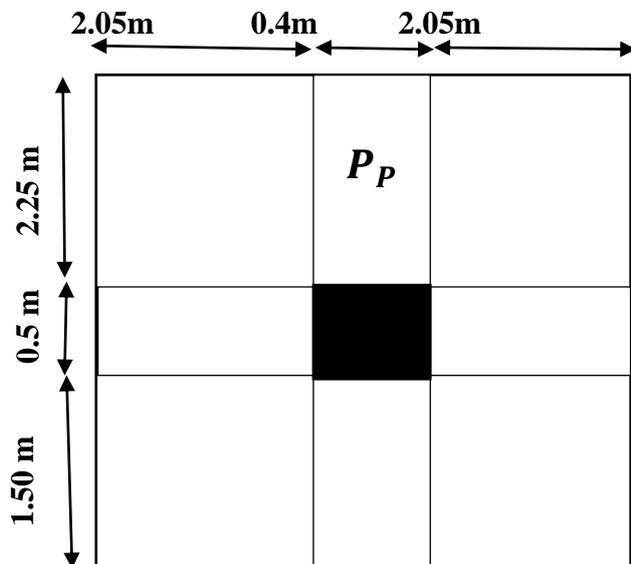


Figure II.17 : Surface afférente poteau (E-2)

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible : (6,33×15.37)	97.292	
	Poutre principale (0,3×0,50×3.75×25)	14.06	
2-2	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1×19.12		19.12
<b>Total</b>		<b>146.212</b>	<b>19.12</b>
3-3	Venant 2-2 :	146.212	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
4-4	Poutre principale (0,3×0,5×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92		47.5
<b>Total</b>		<b>280.822</b>	<b>47.5</b>
5-5	Venant 4-4:	266.362	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
6-6	Poutre principale (0,3×0,50×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92×0.9		25.542
<b>Total</b>		<b>412.432</b>	<b>73.042</b>
7-7	Venant 6-6 :	412.432	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
8-8	Poutre principale (0,3×0,50×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92×0.8		22.704
<b>Total</b>		<b>544.042</b>	<b>95.866</b>
9-9	Venant 1-1 :	544.042	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
10-10	Poutre principale (0,3×0,50×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92×0.7		19.866
<b>Total</b>		<b>675.652</b>	<b>115.732</b>
11-11	Venant 10-10 :	675.652	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
12-12	Poutre principale (0,3×0,50×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92×0.6		17.028
<b>Total</b>		<b>807.262</b>	<b>132.76</b>

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

13-13	Venant 12-12 :	807.262	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
14-14	Poutre principale (0,3×0,50×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.29×0.5		14.19
<b>Total</b>		<b>938.872</b>	<b>146.95</b>
15-15	Venant 14-14 :	938.872	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
16-16	Poutre principale (0,3×0,50×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92×0.5		14.19
<b>Total</b>		<b>1070.482</b>	<b>161.114</b>
17-17	Venant 16-16 :	1070.482	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
18-18	Poutre principale (0,3×0,50×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92×0.5		14.19
<b>Total</b>		<b>1202.092</b>	<b>175.33</b>
19-19	Venant 18-18 :	1202.092	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
20-20	Poutre principale (0,3×0,40×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92×0.5		14.19
<b>Total</b>		<b>1333.702</b>	<b>189.52</b>
21-21	Venant 20-20 :	1333.702	
	Plancher E.C (5,38×15.37)	82.69	
22-22	Poutre principale (0,3×0,40×3.75×25)	14.06	
	Poutre secondaire (0,3×0,45×4.1×25)	13.83	
	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1.5×18.92×0.5		14.19
<b>Total</b>		<b>1465.312</b>	<b>209.71</b>

Tableau II.9 : Descente de charge du poteau intermédiaire (E-2)

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1465.312 \text{ KN.} \\ Q = 209.71 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

$A_{min}=1925 \text{ mm}^2$ .

➤ D'après BAEL91(article 8.1.2.1) :

$$A_{RPA}^{BAEL} = \max (4\text{cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{RPA}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 550}{100} = 550\text{mm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(500+550)}{100} = 84 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{RPA}^{BAEL} = 5.5\text{cm}^2$$

➤ L'élanement :  $\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}; \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h > b\lambda_x \Rightarrow \lambda = \lambda_x \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.14}{0.50} = 10.37 \\ \lambda = \lambda_y \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.14}{0.55} = 9.43 \\ \lambda = 10.37 < 50\alpha \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{10.37}{35} \right)^2} = 0.83 \end{array} \right.$$

Nu (KN)	$\alpha$	$A_{RPA}^{BAEL} (\text{mm}^2)$	$A_{min}^{RPA} (\text{mm}^2)$	A(mm <sup>2</sup> )	Br (mm <sup>2</sup> )
2292.736	0.83	550	1925	1925	254400

Tableau. II.11 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.

$$\bar{N} = 0.83 \left( \frac{254400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1925 \frac{400}{1.15} \right) = 4465961.35 \text{ N}$$

$N_u = 2292.736 \text{ KN} < \bar{N} = 4465.961 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition Vérifiée

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

**Vérification d'effort normal réduit** : D'après les conditions du RPA 2003

(Article.7.4.3.1)

$$v = \frac{N_d}{B_r \times F_{c28}}$$

Avec :

Br. : section réduite du poteau.

fc28 : résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 1469.312 + 209.71$$

$$N_{ser} = 1675.022 \text{ KN}$$

<b>N<sub>d</sub> (KN)</b>	<b>F<sub>c28</sub></b>	<b>Br</b>
1675.022	25	254400

**Tableau .II. 12** : Vérification du critère de l'effort normal réduit.

$$v = \frac{1675.022 \times 10^3}{(480 \times 530) \times 25} = 0.26 < 0.3 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

### II.3. Conclusion :

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

Les éléments	L'épaisseur ou section
Poteau	50 × 55 cm <sup>2</sup>
Poutre principale	30 × 50 cm <sup>2</sup>
Poutre secondaire	30 × 45 cm <sup>2</sup>
Plancher corps creux	(16+4) cm
Balcon	e =16 cm
Voile	e =15 cm
Escalier	e =18cm

Tableau .II. 13 : Résumé du pré dimensionnement des éléments.

Chapitre III :  
Etude des Éléments  
secondaires

### III. Etude des éléments secondaires :

#### III.1. Introduction :

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

#### III.2. Etude de l'acrotère :

##### III.2.1. Introduction :

L'acrotère travaille comme un système isostatique assimilable à une console encadrée à la base au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **WP** et un moment de flexion de l'application de la charge **F**, exercée par la main courante, ou bien une force sismique. Tel que : **F = max (Q, Fp)**.

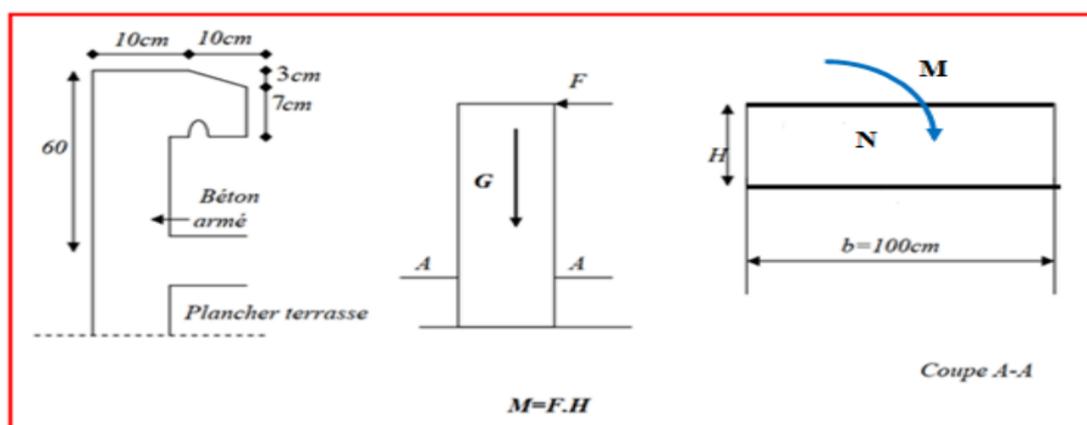


Figure II.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

##### III.2.2. Evaluation des charges :

- **Surface de l'acrotère :**  $S_t = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$
- **Poids de L'acrotère par mètre linéaire :**  $G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$
- **Poids de mortier de crépissage par mètre :**  $G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 120 \text{ N/ml}$   
 $G = G_1 + G_2 = 120 + 1712.5 = 1832.5 \text{ N/ml}$
- **Surcharge :** D'après D.T.R.BC.2.2 :

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

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N /ml}$$

Dans une bonde d'un mètre :

$$G = 1832.5 \text{ N/ml}$$

$$Q = 1000 \text{ N/ml}$$

**D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3) :**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

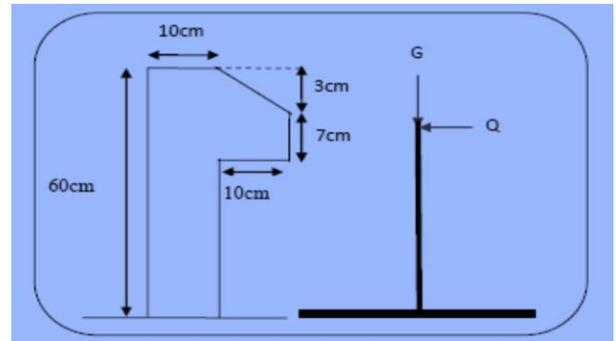
A : coefficient d'accélération de zone.

CP : facteur de force horizontale.

Groupe 2 , zone (I) donc :

A =0.10 selon le **tableau 4.1**

CP=0.80 élément en console **tableau 6.1**



WP =1832.5 poids de l'acrotère, donc :

$$FP=4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1832.5 = \mathbf{586.4 \text{ N/ml.}}$$

$$F = \max (Q, F_p) \longrightarrow \max (1000, 586.4) \longrightarrow \mathbf{F = Q = 1000 \text{ N/ml.}}$$

Soit Q = 1000 N/ml (surcharge due a la main courante)

$$G = 1832.5 \text{ N/ ml}, Q = 1000 \text{ N/ ml}$$

**Calcul des sollicitations :**

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

$$Nu = g = 1832.5 \text{ N.}$$

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

**Combinaison d'actions :**

➤ **E.L.U :**

$$Nu = 1 \times Ng = 1832.5 \text{ N/ml}$$

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

$$Mu = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.ml}$$

$$Tu = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

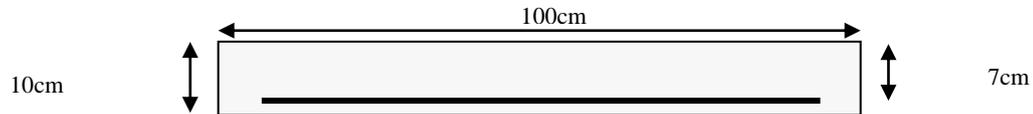
➤ **E.L.S:**

$$Nser = Ng = 1832.5 \text{ N/ml}$$

$$Mser = M = 600 \text{ N.ml}$$

**Calcul du ferrailage :**

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$   
 On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.



*Figure III. 1: Section à ferrailer*

**Armatures longitudinales :**

**Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

- **ELU**

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

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

$$e = \frac{Mu}{NU} = \frac{900}{1832.5} = 0.49 \text{ m} \quad \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

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

**Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_{cal} = Mu + Nu \left( \frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1832.5 (0.05 - 0.03) = 936.65 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0134 < 0.392$$

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

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

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

$$A_1^u = \frac{M_{cal}}{\sigma_s \times Z_u} = \frac{936.65}{348 \times 6.95} = 0.387 \text{ cm}^2$$

**3) Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$A^u = A_1^u - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} A' = A'_1 = 0$$

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

$$A^u = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \cdot 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$M_{cal}$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_1^U (\text{cm}^2)$	$A^u (\text{cm}^2)$
936.65	0.0134	0.01686	0.993	0.387	0.334

**Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

**ELS :**

**Contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5, 33)**

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

$\bar{\sigma}_s$ : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66 ; 201.63) \text{ Mpa}$$

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

**Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

**ELS :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.32 \text{ m} \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

**Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_{cal} = M_{ser} + N_{ser} \left( \frac{h}{2} - c \right) = 600 + 1832.5 (0.05 - 0.03) = 636.65 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{636.65}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.0086 < 0.392$$

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

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

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

$$A^{ser} = \frac{M_{cal}}{\sigma_s \times Z_u} = \frac{636.65}{201.63 \times 6.97} = 0.453 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1) :**

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

$$A_{min} \geq 0,23 * 100 * 7 * \frac{2.1}{400} * \frac{32 - 0,455 * 7}{32 - 0,185 * 7} = 0.793 \text{ cm}^2 \text{ avec ; } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$$

Mpa

$$A_{min} = 0.793 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal d'armature longitudinale**

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

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

Donc :  $A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) \Rightarrow \max ( 0.334 ; 0.793 ; 2.5 ) = 2.51 \text{ cm}^2$

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

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

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

Il faut vérifier que :

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

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

**La fissuration est préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

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

$$A_r = (0,625 \text{ ; } 1, 25)$$

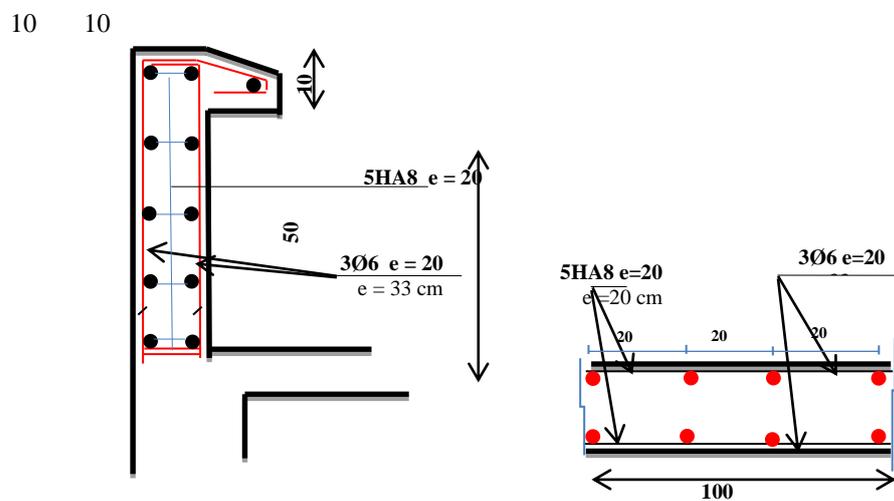
On adopte:  $A_r = 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$ .

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

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

$$A = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\text{HA6} = 0,85 \text{ cm}^2 \dots \dots S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$



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

## 3.3. Balcons :

**Balcon sur un seul appui :****Méthode de calcul :**

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

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

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

-On a un seul type de bal

cons :  $L=1$  m

**Évaluation des charges :**➤ **Étage courant :**

On prend une bande de 1 m.

Charge permanente :  $G=5580\text{N/ml}$

Surcharge d'exploitation:  $Q=3500\text{N/ml}$

La hauteur du mur :  $h = 3.06-0.16=2.9$  m.

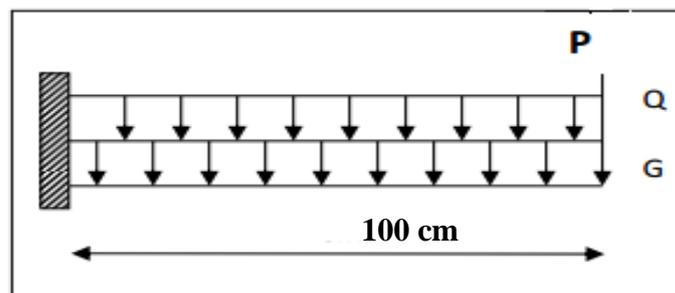
$P=2800 \times 2.9 \times 1=8120\text{N/ml}$ .

➤ **Balcon terrasse :**

-Charge permanente :  $G= 7530\text{N/ml}$

-Surcharge d'exploitation:  $Q=1000\text{N/ml}$

-Charge de l'acrotère :  $P = 1832.5$  N/ml



*Figure III. 3: Schéma statique du balcon*

**Calcul des sollicitations :**

**Terrasse :**

$$M_g = g l^2 / 2 = 7530 \times (1)^2 / 2 = 3765 \text{ N.m}$$

$$M_q = q l^2 / 2 = 1000 \times (1)^2 / 2 = 500 \text{ N.m}$$

$$M_p = P \times \ell = 1832.5 \times 1 = 1832.5 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times \ell = 7530 \text{ N} \quad ; \quad T_q = q \times \ell = 1000 \text{ N} \quad ; \quad T_p = P = 1832.5 \text{ N}$$

➤ **Étage Courant :**

Mg (N.m)	Mq(N.m)	Mp(N.m)	Tg(N)	Tq(N)	Tp(N)
2790	1750	1832.5	5580	3500	8120

III.3.2.3. Les combinaisons d'action :

➤ **E.L.U :**

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5 M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

Elément		Terrasse	Étage courant
<b>E.L.U :</b>	<b>M<sub>u</sub> (N.m)</b>	<b>8306.625</b>	<b>8865.375</b>
	<b>T<sub>u</sub>(N)</b>	<b>14138.7</b>	<b>23745</b>
<b>E.L.S :</b>	<b>M<sub>ser</sub>(N.m)</b>	<b>6097.5</b>	<b>6372.5</b>

**Calcul du ferrailage à l'E.L.U :**

**Armatures Longitudinales :**

➤ **Terrasse :**

On va calculer le balcon le plus sollicité : fissuration peu nuisible On prend :

$$C = 2 \text{ cm} ; d = h - C = 16 - 2 \cdot \phi / 2 = 13.2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8306.625}{14.2 \times 100 \times 13.2^2} = 0.032 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.032)}] = 0.040$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.040) = 0.984$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8306.625}{348 \times 0.984 \times 13.2} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Élément	$M_1$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A^u (\text{cm}^2)$
Terrasse	8306.625	0.032	0.040	0.984	1.83
Étage Courant	8865.375	0.035	0.045	0.982	1.96

III.3.1.6. Vérification :

a) **Vérification à l'E.L.U :**

➤ **Condition de non fragilité:** BAEL 91(ART-A.4.2.1) :

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.2 \times \frac{2.1}{400} = 1.59 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :** BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max(A^{BAEL}; A^{RPA}; A_u)$

Elément	$A_u(\text{cm}^2)$	$A^{RPA}(\text{cm}^2)$	$A^{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Terrasse	1.83	1.59	1.6	1.83	5HA8=2.51
Étage courant	1.96	1.59	1.6	1.96	5HA10=3.93

**b) Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

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

Elément	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	$\gamma$	f <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	Condition
<b>Terrasse</b>	<b>8306.625</b>	<b>6097.5</b>	<b>1.36</b>	<b>25</b>	<b>0.43</b>	<b>0.040</b>	<b>CV</b>
<b>Étage courant</b>	<b>8865.375</b>	<b>6372.5</b>	<b>1.39</b>	<b>25</b>	<b>0.44</b>	<b>0.045</b>	<b>CV</b>

**III.3.1.7. Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{14138.7}{1000 \times 132} = 0.107 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Terrasse :**

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.107 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.} \longrightarrow$$

➤ **Étage courant :**

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.179 \text{ MPa} \longrightarrow$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.3.1.8. Armature de réparation :**

➤ **Terrasse:**  $A_r = A_{Adp} / 4 = 2.51 / 4 = 0.63 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_r = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **Étage courant :**  $A_r = A_{Adp} / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_r = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

## III.3.1.9. Espacement des armatures :

a) Armature longitudinal :➤ Terrasse:

$$-S_L \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(48\text{cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$-S_L = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \quad ; \text{ Soit : } S_L = 20 \text{ cm.}$$

➤ Étage courant :

$$- S_L = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \quad ; \text{ Soit : } S_L = 20 \text{ cm.}$$

b) Armature de répartition :

$$-S_r \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min(56\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

➤ Terrasse:

$$; \text{ Soit : } S_r = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \quad S_r = 25 \text{ cm.}$$

➤ Étage courant :

$$; \text{ Soit : } S_r = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \quad S_r = 25 \text{ cm.}$$

## III.3.1.10. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Étage courant :

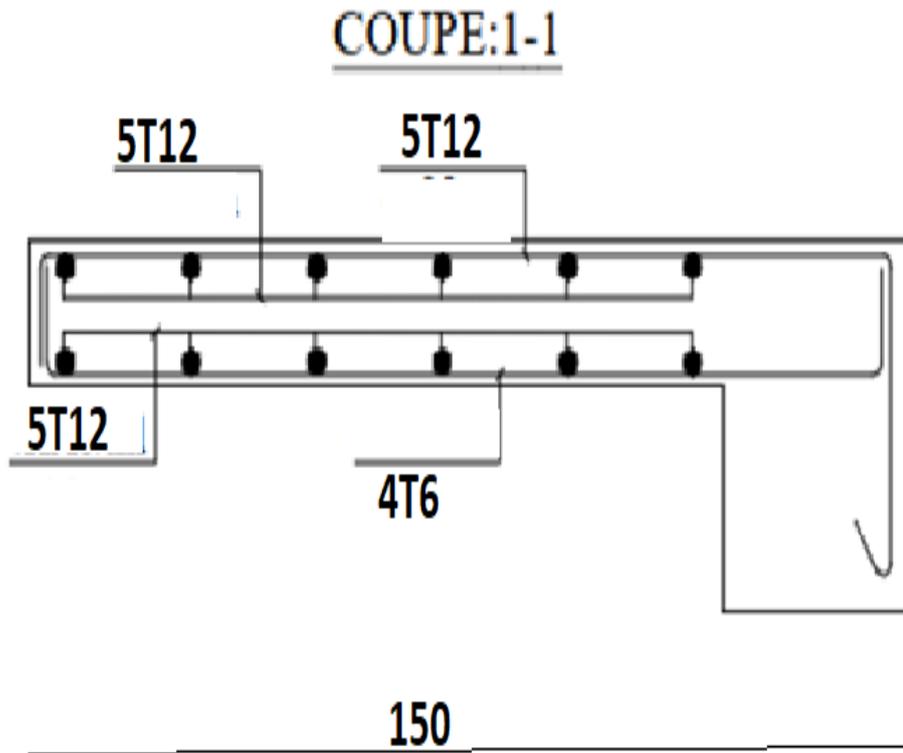
$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.50}{f_e} \rightarrow 0.0029 < \frac{4.50}{400} = 0.0112 \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Terrasse :

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.50}{f_e} \rightarrow 0.0018 < \frac{4.50}{400} = 0.0112 \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

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

III.3.4. Schéma de ferrailage:



III.4.Etude d'escalier :

III.4.1.Type(01) :

III.4.1.1.schéma statique :

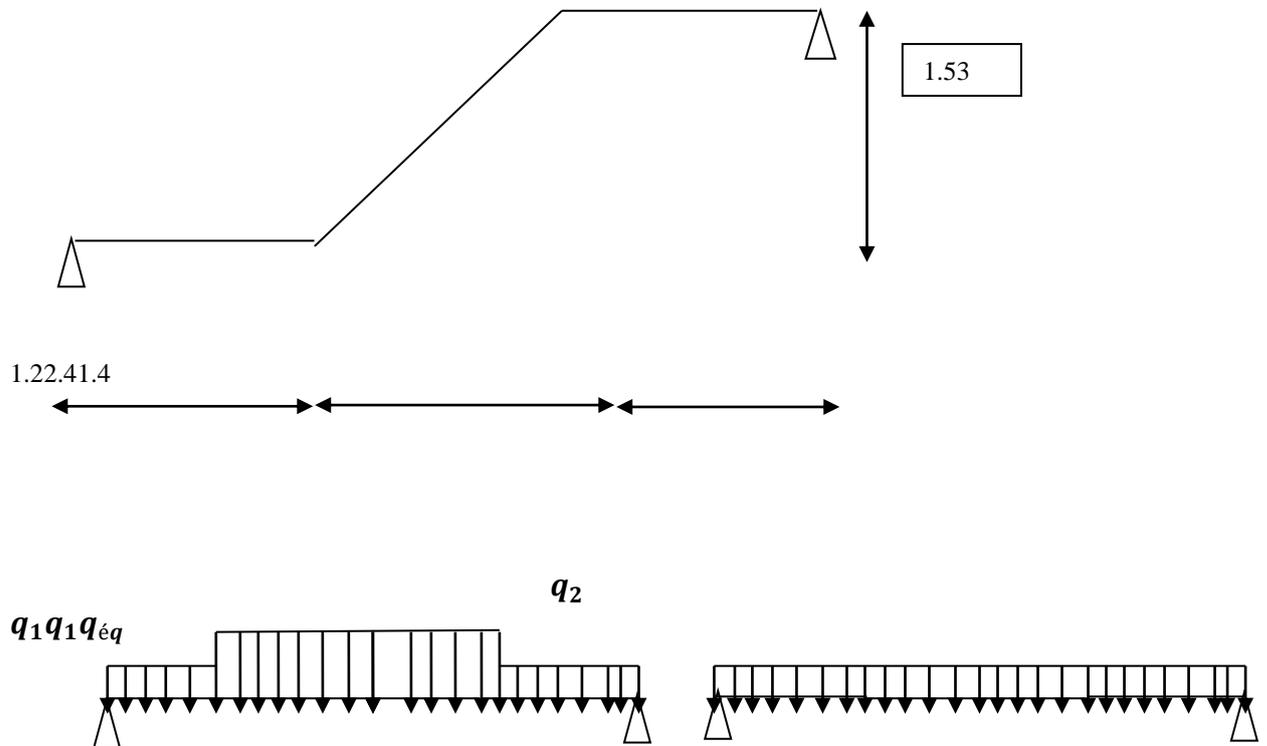


Figure III.9. Les charges sur l'escalier

III.4.1.2. Combinaison des charges :

À l'ELU : La volée :  $1.35 \times 8.443 + 1.5 \times 2.5 = 15.15 \text{ KN/m}$

Le palier :  $1.35 \times 5.79 + 1.5 \times 2.5 = 11.57 \text{ KN/m}$

À l'ELS : La volée :  $8.44 + 2.5 = 10.94 \text{ KN/m}$

Le palier :  $5.79 + 2.5 = 8.29 \text{ KN/m}$

La charge équivalente :

$$\text{À l'ELU : } q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{15.15 \times 2.4 + 11.57 \times 2.6}{1.8 + 1.5} = 13.288 \text{ KN/m}$$

$$\text{À l'ELS : } q_{\text{éq}} = \frac{11.1 \times 1.8 + 8.29 \times 1.5}{1.8 + 1.5} = 9.56 \text{ KN/m}$$

$$M(x) = \frac{q_{\text{éq}}}{8} L^2 = 41.525 \text{ kn.m}$$

$$M(x) = \frac{q_{\text{éq}}}{8} L^2 = 29.875 \text{ kn.m}$$

$$T(x) = q_{\text{éq}} \frac{L}{2} = 33.2 \text{ kn}$$

	<b>q<sub>éq</sub> (KN/ml)</b>	<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	<b>Tu (KN)</b>
<b>E.L.U</b>	<b>13.63</b>	<b>35.3</b>	<b>14.525</b>	<b>33.2</b>
<b>E.L.S</b>	<b>9.82</b>	<b>25.39</b>	<b>10.45</b>	<b>23.9</b>

**Tableau III.1.** Effort interne dans l'escalier type (01)

**III.4.1.3. Calcule du ferrailage :**

Le calcul de ferrailage se fera sur une section rectangulaire de largeur b=100 cm de hauteur h=19 cm.

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

C<sub>0</sub> = 1cm (fissuration peu préjudiciable). (BAEL99 Article A.7.1)

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{19}{10} = 1,9 \text{ cm BAEL99 (Article A. 7. 2. 1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{1,9}{2} = 1,95 \text{ cm}$$

Donc on adopte : C = 2cm → d = h - c = 19 - 2 = 17cm.

d = 17 cm ; c = 2 cm.

➤ **Armatures principales (à l'ELU):**

**Entravée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35.3 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 17} = 0.07185$$

$$\mu_{bu} = 0.07185 < \mu_l = 0.392. \quad A^* = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07185}) = 0.093$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u)Z_u = 170(1 - 0.4 \times 0.027) = 163.65$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_{st}}$$

$$A_{su} = \frac{35.3 \times 10^6}{168,17 \times 348} = 619.8397mm^2 = 6.19cm^2$$

• **Sur appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.525 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 17} = 0,029$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow A^*=0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0,037$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u)Z_u = 170(1 - 0.4 \times 0,048) = 167.484$$

$$A_{su} = \frac{14.525 \times 10^6}{167.484 \times 348} = 249.209mm^2 = 2.49cm^2$$

➤ **ELS :**

➤ D'après le BAEL99

➤ - La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$ .

➤ - La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :  $\alpha \leq \bar{\alpha}$

➤ Avec :

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	A	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	γ	f <sub>c28</sub>	$\bar{\alpha}$	Condition
en travée	0.093	35.29625	25.39	1.390	30	0.495	vérifiée
sur appuis	0,037	14.525	10.45	1.379	30	0.495	vérifiée

Tableau III.2. Vérification de la contrainte.

- **Condition de non fragilité:**BAEL99 (Article A.4.2,1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{t \min} \geq 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,4}{400} = 2.346\text{cm}^2$$

- **Pourcentage minimal:**BAEL99 (Article B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001. b. h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 19 = 1.9\text{cm}^2$$

Donc : A = max (A calcul ; Amin)

- **Tableau Récapitulatif :**

	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.19	2.346	1.9	6.19	6.79= 6HA12
<b>Appui</b>	2.49	2.346	1.9	2.49	3.93= 5HA10

**Tableau III.3.**Le ferrailage de l'escalier.

**Armature de répartition :**BAEL 99 (ArticleA.4.2,1)

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

**En travées:**  $A_r = \frac{6.79}{4} = 1.967\text{cm}^2$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

**Sur appui:**  $A_r = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

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

Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

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

Donc on choisit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification des efforts tranchant :**BAEL99 (Article A.5.1, 1)

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.2 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.195 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \quad \text{Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0.195 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{19}{500} = 0,038 \geq 0,0625 \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{6.79}{100 \times 17} = 0,004 \leq 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée} \\ 0.038 \geq 0.85 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 19 \times \frac{19}{2} + 15 \times 6.79 \times 17}{100 \times 19 + 15 \times 6.79} = 9.881$$

$$\text{Alors : } Y_G' = h - Y_G = 19 - 9.88 = 9,12 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 17 - 9.88 = 7.12 \text{ cm}$$

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

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

$$I_0 = \frac{100 \times 19^3}{12} + 100 \times 19 \times \left[ \left( \frac{19}{2} \right) - 9.88 \right]^2 + 15 \times 6.79 \times (19 - 9.88)^2 = 65904.01 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79}{17 \times 100} = 0.00399$$

Pour les déformations instantanées :  $b_0 = b$  ;  $f_{t28} = 2.4$  MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.4}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.004} = 6$$

**Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.4}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.004} = 2,4$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

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

$g$  : c'est l'ensemble de la charge permanente.

$J$  : charge permanente sans revêtement.

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

$$g = \frac{(5790 \times (1,2 + 1,4)) + (8443.12 \times 2,4)}{(2,6 + 2,4)} = 7063,5 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4750 \times 2,4) + (5633.12 \times 2,40)}{(4.30 + 2.40)} = 5173,9 \text{ N/ml}$$

$$Q = \frac{(2500 \times (1,2 + 1,4)) + (2500 \times 2,4)}{(2,6 + 2,4)} = 2500$$

$$\rho = g + Q = 6138.96 + 3858.21 = 9563.497 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 7063,5 \times 5^2}{8} = 18762,42 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5173,9 \times 5^2}{8} = 13743,17 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times 9563.497 \times 5^2}{8} = 25400.38 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

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

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00399 = 0.399$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur  $\beta_1$  :  $\rho_1 = 0.399 \Rightarrow \beta_1 = 0.903$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{18762,42}{6,79 \times 0,903 \times 17} = 180,04 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{13743,17}{6,79 \times 0,903 \times 17} = 131,85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{25400,38}{6,79 \times 0,903 \times 17} = 243,68 \text{ Mpa}$$

**4.5. Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,4}{4 \times 0,00399 \times 180,04 + 2,4} = 0,204$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,4}{4 \times 0,00617 \times 131,85 + 2,4} = 0,0676$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,4}{4 \times 0,00617 \times 243,68 + 2,4} = 0,501$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 65904,01) / (1 + 2,4 \times 0,204) = 48667,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 65904,01) / (1 + 6 \times 0,204) = 32596,41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 65904,01) / (1 + 6 \times 0,0676) = 51575,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 65904,01) / (1 + 6 \times 0,501) = 18096,46 \text{ cm}^4$$

**4.6. Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179,55 \quad \text{MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496,76 \quad \text{MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[18762,42 \times (500^2)]}{[10 \times 11496,76 \times 48667,03]} = 0,84$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[18762,42 \times (500^2)]}{[10 \times 34179.55 \times 32596.41]} = 0.42 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[13743,17 \times (500^2)]}{[10 \times 11496.76 \times 51575.42]} = 0.58 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^i} = \frac{[25400.38 \times (500^2)]}{[10 \times 34179.55 \times 18096.46]} = 1.03 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.84 - 0.54 + 1.03 - 0.42 = 0.91 \text{ cm} \quad f_{adm} = \frac{500}{500} = 1 \text{ CM}$$

III.5.7.dessin de ferrailage de l'escalier :

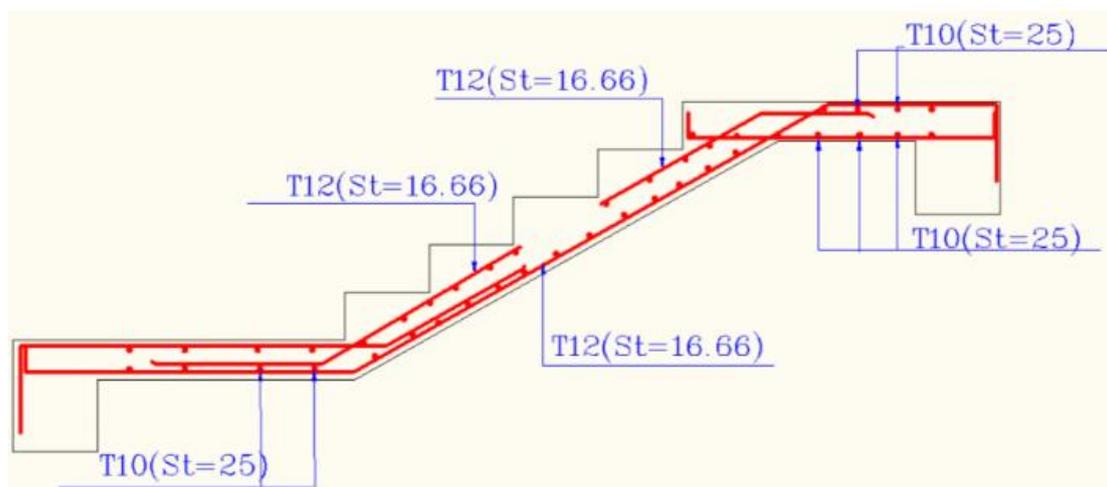


Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier

## III.5.POUTRE PALIERE :

## III.5.1.Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont située à gauche d'une section.

## III.5.2.Pré-dimensionnement:

D'après le RPA  $h \geq 30cm$  ; Donc on prend  $h = 35cm$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$  ; On prend  $b=30$

D'après le RPA : -  $b \geq 20cm$  (vérifie)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,167 < 4 \text{ vérifie}$$

- **Donc la section de la poutre palière est  $(30 \times 35)cm^2$**

## III.5.3.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre :  $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625KN / ml$

- poids du mur :  $2,66 \times 1,82 = 3,1753 KN/ml$

- Poids de palier:

$$G = 5,49KN/m^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 8,443KN/m^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est:  $b = 1m$  donc les charges sont

$$q_{du} = 5,59 \times 1 = 5,79KN / ml$$

$$q_{Pu} = 7,56 \times 1 = 8,44KN / ml$$

$$\text{Donc } q_u = 17,17,66 + 2,65 + 3,175 = 23,485KN / ml$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$Q = 2,5KN/m^2$$

$$- \text{À l'ELU : } P_u = 1,35 \times 23,485 + 1,5 \times 2,5 = 35,45KN / ml$$

$$- \text{À l'ELS : } P_{ser} = 23,485 + 2,5 = 25,985KN / ml$$

## III.5.4.Ferraillage (ELU) :

$$- \text{En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{35,45 \times 4,00^2}{24} \Rightarrow 23,63KN.m$$

$$- \text{En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{35,45 \times 4,00^2}{12} \Rightarrow 47,27KN.m$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{35.45 \times 4.00}{2} \Rightarrow 70.9 \text{KN.m}$$

**- En travée :**

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23630}{30 \times 33^2 \times 17} = 0,043 < \mu_{lu} = 0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 32,274 \text{cm}$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{23630}{348 \times 32,274} = 2,10 \text{cm}^2.$$

**- En appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{47270}{30 \times 33^2 \times 17} = 0,0851$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0851}) = 0,111$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 31.53$$

$$A = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot z} = \frac{47270}{348 \times 31.53} = 4,31 \text{cm}^2.$$

**-Vérification à ELS :**

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 23,15 \text{KN.m}$$

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{25.985 \times 4.00^2}{24} \Rightarrow 17.32 \text{KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{25.985 \times 4.00^2}{12} \Rightarrow 34.64 \text{KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{25.985 \times 4.00}{2} \Rightarrow 51.97 \text{KN.m}$$

**-En travée :**

Aucune vérification à l'ELS si :  $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{23.63}{17.32} = 1,36$$

$$\alpha = 0,055 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,48$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

**-En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{38.88}{28.88} = 1,36$$

$$\alpha = 0,111 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,48$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

**-Vérification à ELU :**

**Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :**

$$A_{min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} \geq 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,4}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 1.3662cm^2.$$

❖ **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 35 = 0,105 cm^2$$

$$\Rightarrow A'_{min} \geq 1,05 cm.$$

❖ **Pourcentage minimale : RPA99 :**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\%b.h = 0,005 \times 35 \times 35 = 5.25 cm^2$$

Elément	$A_{cat}$	$A_{min} cm^2$	$A'_{min}$	$A_{min}^{RBA}$	$A_{max}$	$A_{adop}$
Appui	4.31	1.37	1.05	5.25	4.375	3HA16=6.02
Travée	2.1	1.37	1.05	5.25	4.375	3HA16=6.02

**Tableau III.4.** Le ferrailage de l'escalier.

III.5.5.Vérification :

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

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{51.97}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 524,94 \text{KN} / \text{m}^2 = 0,524 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right\} = 4 \text{Mpa} > \tau_U = 0,524 \text{Mpa}$$

**Exigence du RPA :**

**armatures transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :  $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi_L \right) = \min \left( \frac{35}{4}, 12 \phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{cm}^2$ , dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01  $\text{cm}^2$ )

•  $S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{cm}$ , Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{cm}^2$ , donc on adopte 4T8 (2,01  $\text{cm}^2$ ).

**- vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition.}$$

vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0,0875 > 0,033 \dots \dots \dots \text{condition}$$

vérifiée.

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{25 \times 33}{400} = 9,9 > A_s = 6,02 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

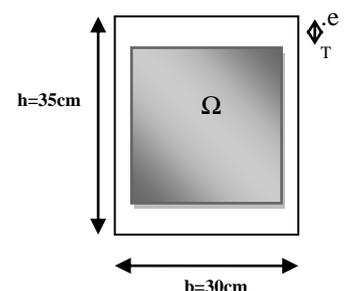
III.5.6.Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2 \Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

$\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive



$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750\text{cm}^2$$

Figure III.11.: Coupe Poutre palière

moment de torsion est :  $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 14525\text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{14525}{2 \times 642,70 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,93\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

**-Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{cm}$$

$$A_l = \frac{110 \times 14525}{2 \times 750 \times 348} = 3,06\text{cm}^2$$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	BARRES
Appuis	4,31	$\frac{3,06}{2} = 1,53$	5,83	4,375	6,98	3T14+3T10
Travée	2,1	$\frac{3,06}{2} = 1,53$	3,63	4,375	5,75	3T12+3T10

Tableau III.5 : Recupltatif de ferrailages de torsion.

Tenant compte des aciers de flexion :  $A_T = A_l + A_s$

**Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{14525}{2 \times 750 \times 348} = 0,028\text{cm}^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : L'espaceement d'armature.

On prend un espaceement de 15cm Soit :  $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.5.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :

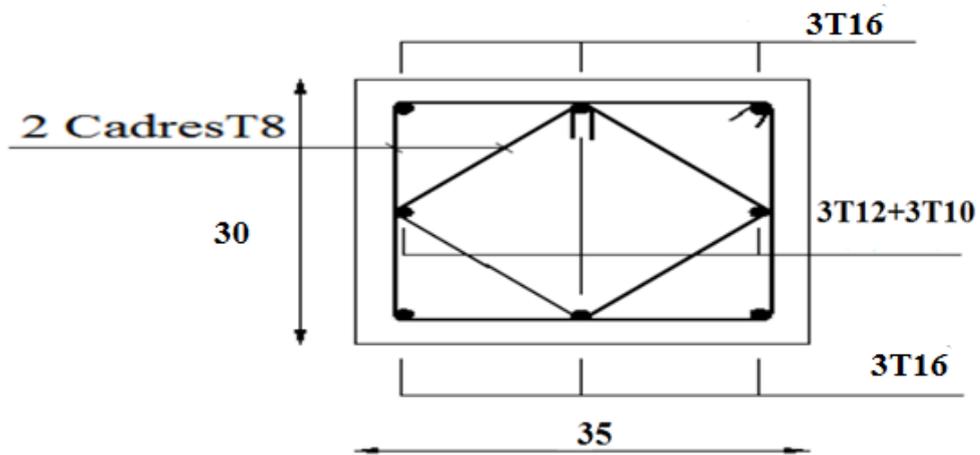


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5 Etude des planchers :

III.5.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

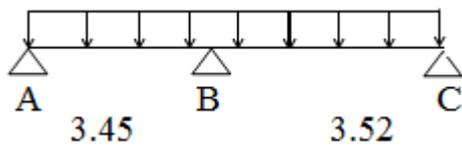
Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

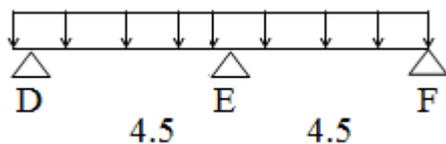
$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

III.5.2.Type des poutrelles :on 4 type de poutrelles.

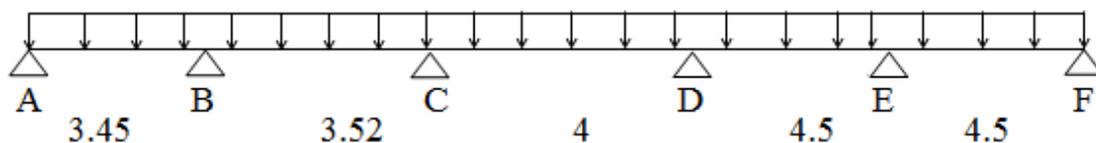
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :

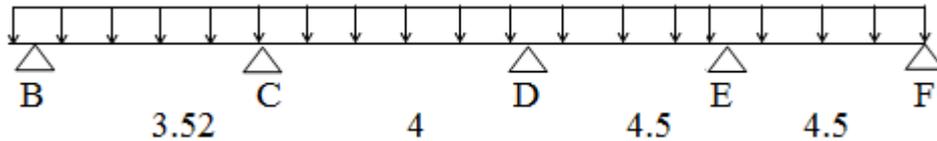


Figure.III.2. Les différents types des poutrelles

III.5.3. Méthode de calcul :

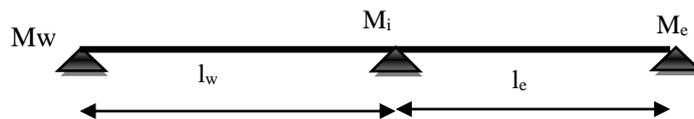
Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99 Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer :  $Q=1KN \leq \max (2G ; 5 KN/m^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).  $\frac{bh^3}{12} = cst \dots cv$
3. le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8et 1,25  
 $L_i / L_{i+1} = 3.45/3.52 = 0.98 \notin [0.8 ; 1.25]$  .....Condition vérifiée.  
 $L_i / L_{i+1} = 3.52/4.00 = 0.88 \notin [0.8 ; 1.25]$ ....Condition vérifiée.  
 $L_i / L_{i+1} = 4.00 / 4.50 = 0.88 \notin [0.8 ; 1.25]$ ....Condition vérifiée.  
 $L_i / L_{i+1} = 4.5/4.5 = 1 \notin [0.8 ; 1.25]$ ....Condition vérifiée.
4. la fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifié donc en applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

III.5.4. la méthode Caquot :

$l'=1$  (pour les travées de rives)  
 $l'=0,8l$  (pour les travéesde intermédiaire)



1) Moments aux appuis :

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$M_{ap} = \frac{P_w l'^3_e + P_e l'^3_w}{8,5(l'_e + l'_w)}$$

2) Moments en travée :

$$M_{tm} = \frac{Px_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$x_{tm}^2 = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl}$$

$$x_1 = x_{tm}^2 - \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}}$$

$$x_2 = x_{tm}^2 + \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}}$$

3) Calcul de l'effort tranchant T :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

III.5.5.Évaluation des charges :

- Calcul des moments et les efforts tranchant des poutrelles

- à L'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

- à L'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

❖ En travée :

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.01	1.0	9.61	6.24	7.01	4.55
Etages courants (C.C)	4.9	1.5	8.68	5.64	6.4	4.16

Tableau. III.7 : les combinaisons sur travée

❖ En appui :

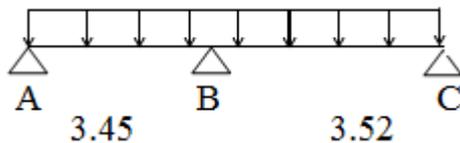
Désignations	$G' = \frac{2}{3}G$ (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4	1.0	6.9	4.48	5	3.25
Etages courants (C.C)	3.24	1.5	6.65	4.32	4.46	3.09

Tableau. III.8 : les combinaisons sur appui

### III.5.6. Calcul des sollicitations :

**Terrasse (E.L.U) :**

**Type 1 : Poutre repose sur 3 appuis**



1) **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = - \frac{3.45^3 \times 6.9 + 3.52^3 \times 6.9}{8.5(3.45 + 3.52)} = -9.86 \text{ KN.m}$$

2) **Moments en travée :**

**Travée AB :**

$$M_0 = \frac{9.61 \times 3.45^2}{8} = 14.29 \text{ KN.m}$$

$$X_{tm} = \frac{3.45}{2} - \frac{0 - (-9.86)}{9.61 \times 3.45} = 1.46 \text{ m}$$

$$M_{tm} = \frac{1.46^2 \times 9.61}{2} - 0 = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$X_1 = 1.46 - \sqrt{\frac{2 \times 10.24}{9.61}} = 0 \text{ m}$$

$$X_2 = 1.46 + \sqrt{\frac{2 \times 10.24}{9.61}} = 2.91 \text{ m}$$

**Travée BC :**

$$M_0 = \frac{9.61 \times 3.52^2}{8} = 14.88 \text{ KN.m}$$

$$X_{tm} = \frac{3.52}{2} - \frac{-9.86 - 0}{9.61 \times 3.52} = 2.06 \text{ m}$$

$$M_{tm} = \frac{2.05^2 \times 9.61}{2} - 9.86 = 10.33 \text{ KN.m}$$

$$X_1 = 2.06 - \sqrt{\frac{2 \times 10.33}{9.61}} = 0.59 \text{ m}$$

$$X_2 = 2.02 + \sqrt{\frac{2 \times 10.33}{9.61}} = 3.52 \text{ m}$$

**3) Effort tranchant :****Travée AB :**

$$T_0 = \frac{9.61 \times 3.45}{2} = 16.57 \text{ KN}$$

$$T_w = 16.57 + \frac{0 - 9.86}{3.45} = 13.71 \text{ KN}$$

$$T_e = -16.57 + \frac{0 - 9.86}{3.45} = -19.42 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_0 = \frac{9.61 \times 3.52}{2} = 16.91 \text{ KN}$$

$$T_w = 16.91 + \frac{9.86 - 0}{3.52} = 19.73 \text{ KN}$$

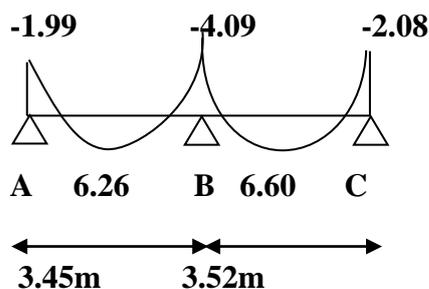
$$T_e = -16.91 + \frac{9.86 - 0}{3.52} = -14.10 \text{ KN}$$

**Type1 : Poutre repose sur 3 appuis**

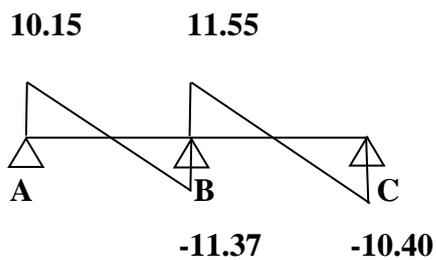
Elément		Travée	L (m)	Mw (KN/m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vw (KN)	V <sub>e</sub> (KN)
Plancher Terrasse	ELU	A-B	3.45	-1.99	-4.09	6.26	10.15	-11.37
		B-C	3.52	-4.09	-2.08	6.60	11.55	-10.40
	ELS	A-B	3.45	-1.45	-2.97	4.57	7.40	-8.28
		B-C	3.52	-2.97	-1.51	4.82	8.42	-7.59

ELU :

**Diagrammes des moments :**



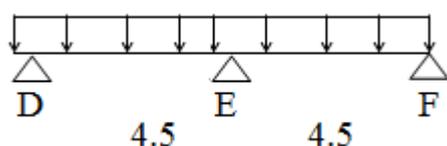
**Diagrammes des efforts tranchant :**



**Etage courant :**

Elément		Travée	L (m)	Mw (KN/m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vw (KN.m)	V <sub>e</sub> (KN.m)
Etage courant	ELU	A-B	3.45	-1.92	-3.95	5.48	9.14	-10.31
		B-C	3.52	-3.95	-2	5.78	10.47	-9.37
	ELS	A-B	3.45	-1.37	-2.82	4.10	6.75	-7.59
		B-C	3.52	-2.82	-1.43	4.33	7.71	-6.92

Type 2 :Poutre repose sur 3 appuis



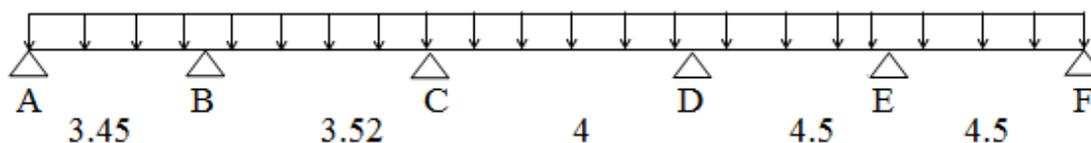
Terrasse :

Elément		Travée	L (m)	Mw (KN/m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vw (KN.m)	V <sub>e</sub> (KN)
Plancher Terrasse	ELU	D-E	4.5	-3.40	-6.83	10.72	13.27	-14.80
		E-F	4.5	-6.83	-3.40	10.72	14.80	-13.27
	ELS	D-E	4.5	-2.46	-4.95	7.83	9.68	-10.79
		E-F	4.5	-4.95	-2.46	7.83	10.79	-9.68

Etage courant :

Elément		Travée	L (m)	Mw (KN/m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vw (KN.m)	V <sub>e</sub> (KN.m)
Etage courant	ELU	D-E	4.5	-3.28	-6.58	9.39	11.95	-13.42
		E-F	4.5	-6.58	-3.28	9.39	13.42	-11.95
	ELS	D-E	4.5	-2.34	-4.71	7.03	8.83	-9.88
		E-F	4.5	-4.71	-2.34	7.03	9.88	-8.83

Type 3 :

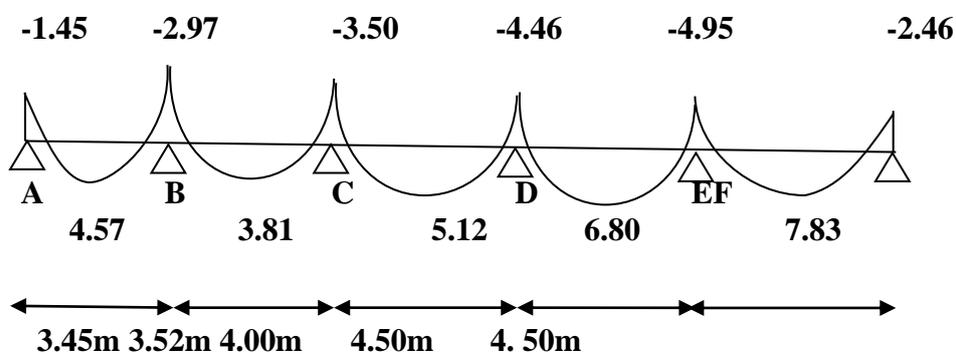


Terrasse :

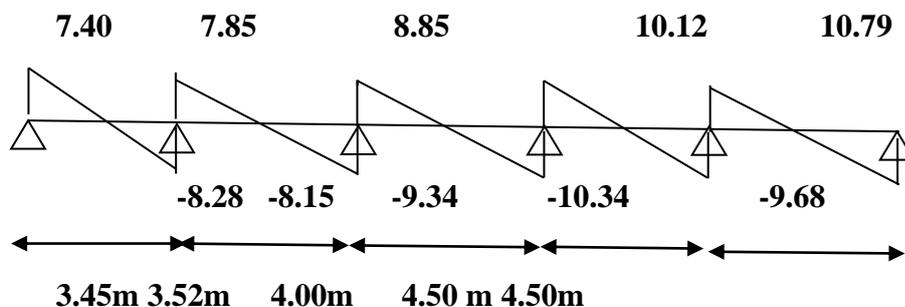
Elément		Travée	L (m)	M <sub>w</sub> (KN/m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>w</sub> (KN.m)	V <sub>e</sub> (KN)
Plancher Terrasse	ELU	A-B	3.45	-1.99	-4.09	6.26	10.15	-11.37
		B-C	3.52	-4.09	-4.82	5.20	10.77	-11.18
		C-D	4.00	-4.82	-6.15	6.99	12.14	-12.81
		D-E	4.5	-6.15	-6.83	9.30	13.89	-14.18
		E-F	4.5	-6.83	-3.40	10.72	14.80	-13.27
	ELS	A-B	3.45	-1.45	-2.97	4.57	7.40	-8.28
		B-C	3.52	-2.97	-3.50	3.81	7.85	-8.15
		C-D	4.00	-3.50	-4.46	5.12	8.85	-9.34
		D-E	4.5	-4.46	-4.95	6.80	10.12	-10.34
		E-F	4.5	-4.95	-2.46	7.83	10.79	-9.68

ELS :

Diagrammes des moments :



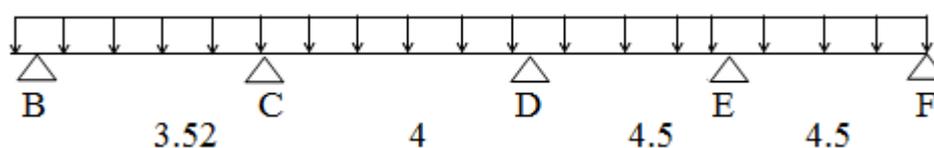
Diagrammes des efforts tranchant :



Etage courant :

Elément		Travée	L (m)	Mw (KN/m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vw (KN.m)	V <sub>e</sub> (KN.m)
Etage courant	ELU	A-B	3.45	-1.92	-3.95	5.48	9.14	-10.31
		B-C	3.52	-3.95	-4.65	4.43	9.72	-10.12
		C-D	4.00	-4.65	-5.93	5.99	10.95	-11.60
		D-E	4.5	-5.93	-6.58	8.01	12.54	-12.83
		E-F	4.5	-6.58	-3.28	9.39	13.42	-11.95
	ELS	A-B	3.52	-1.37	-2.82	4.10	6.75	-7.59
		B-C	3.45	-2.82	-3.32	3.36	7.17	-7.46
		C-D	4.00	-3.32	-4.24	4.53	8.09	-8.54
		D-E	4.5	-4.24	-4.71	6.05	9.25	-9.46
		E-F	4.5	-4.71	-2.34	7.03	9.88	-8.83

Type 4 :



Terrasse :

Elément		Travée	L (m)	Mw (KN/m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vw (KN.m)	V <sub>e</sub> (KN)
Plancher Terrasse	ELU	B-C	3.52	-2.24	-5.21	5.98	10.13	-11.82
		C-D	4.00	-5.21	-6.65	6.55	12.12	-12.83
		D-E	4.5	-6.65	-7.37	8.78	13.87	-14.20
		E-F	4.5	-7.37	-3.67	10.32	14.86	-13.21
	ELS	B-C	3.52	-1.51	-3.50	4.57	7.44	-8.57
		C-D	4.00	-3.50	-4.46	5.12	8.85	-9.34
		D-E	4.5	-4.46	-4.95	6.80	10.12	-10.34
		E-F	4.5	-4.95	-2.46	7.83	10.79	-9.68

Elément		Travée	L (m)	Mw (KN/m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vw (KN.m)	V <sub>e</sub> (KN)
Plancher Terrasse	ELU	B-C	3.52	-2.24	-5.21	5.98	10.13	-11.82
		C-D	4.00	-5.21	-6.65	6.55	12.12	-12.83
		D-E	4.5	-6.65	-7.37	8.78	13.87	-14.20
		E-F	4.5	-7.37	-3.67	10.32	14.86	-13.21
	ELS	B-C	3.52	-1.51	-3.50	4.57	7.44	-8.57
		C-D	4.00	-3.50	-4.46	5.12	8.85	-9.34
		D-E	4.5	-4.46	-4.95	6.80	10.12	-10.34
		E-F	4.5	-4.95	-2.46	7.83	10.79	-9.68

IV.6. Calcul du ferrailage :

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
10 Etage courante	1	5.78	4.33	3.95	2.82	10.47	7.71
	2	9.39	7.03	6.58	4.71	13.42	9.88
	3	9.39	7.03	6.58	4.71	13.42	9.88
	4	6.86	7.03	6.58	4.71	11.17	9.88
Terrasse	1	6.60	4.82	4.09	2.97	11.55	8.42
	2	10.72	7.83	6.83	4.95	14.80	10.79
	3	10.72	7.83	6.83	4.95	14.80	10.79
	4	10.32	7.83	7.37	4.95	14.86	10.79

➤ Les moments max dans les types :

$$E. L. U : \begin{cases} M_t = 10.72 \text{ KN. m} \\ M_a = 7.37 \text{ KN. m} \\ T_u = 14.86 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$E. L. S : \begin{cases} M_t = 7.83 \text{ KN. m} \\ M_a = 4.95 \text{ KN. m} \\ T_s = 10.79 \text{ KN/m} \end{cases}$$

IV.6.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

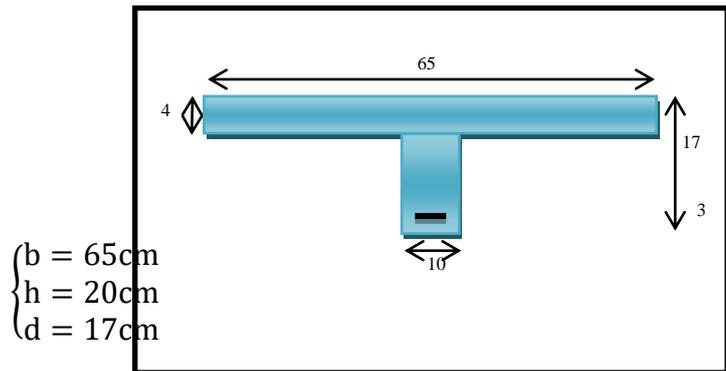
• L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

\*  $c_0 \geq 1 \text{ cm}$  (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$



$\left\{ \begin{array}{l} b = 65 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 10 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$

Figure .IV.10 : Section de ferrailage de poutrelle.

IV.6.2.Calcul des armatures longitudinales :

• E.L.U

✓ En travées :

$$M_t^{\max} = 10.72 \text{ KN.m} = 10720 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant ( $M_{\text{table}}$ ).

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left( 17 - \frac{4}{2} \right) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 10720 \text{ N.m} < 55380 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65 \text{ cm}$ .

✓ En appuis :

$$M_{\text{appui}}^{\max} = -7.37 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

❖ Tableau Récapitulatif Des Résultats :

Elements	M (KN,m)	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
sur appuis	7370	0.027	0.392	0.034	0.986	1.263
sur travée	10720	0.040	0.392	0.051	0.979	1.85

❖ Vérification

➤ Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

1) **En travée** :  $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$

2) **En appuis** :  $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm}^2$  ;

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

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

En travée :  $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

En appuis :  $A'_{min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

✓ Tableau Récapitulatif Du Ferrailage :  $A = \max(A_{calcul} ; A_{min} ; A'_{min})$

Elément	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	1.85	1,33	1,3	1.85	2T12 = 2.26
Appui	1.263	0,205	0,2	1.263	2T10 = 1.57

✓ **Vérification a l'état limite de service :**

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad ; \quad E = 2 D \cdot d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\alpha_1 \beta_1 d} \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14860}{100 \times 170} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.87 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition et vérifier.}$$

➤ **Diamètre minimale  $\phi$  : ... .. BAEL91 (A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h_t}{35} ; \phi_t ; \frac{b_0}{10} \right).$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 10)$$

Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

Donc on adopte des cadres  $\phi 6$  d'où :  $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ ; de nuance FeE235

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$\diamond \quad St_1 \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

$$\diamond \quad St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49 \text{ cm}$$

$$\diamond \quad St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t F_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$\diamond \quad St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.87 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 43.67 \text{ cm}$$

Soit  $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 15.3$

On prend :  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1, 313)**

a) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum  $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$

$$V_u = 15720 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 15.3 \times 2500}{1.5 \times 2} = 102000 \text{ N} \dots \text{ CV}$$

b) Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures

doit être telle que l'on ait :  $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2. \quad A = 226 \text{ mm}^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{F_e} = 1.15 \times \frac{14860}{400} = 42.72 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 \geq 42.72 \text{ mm}^2 \dots \dots C.V$$

➤ **La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ FeE400  $f_e = 400 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A \perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A \perp = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

**\*Espacement :**

n: nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

**\*Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A // = A \perp / 2 = 0.98 / 2 = 0,49$$

$$\text{On adopte } 3\text{Ø}5 = 0,59 \text{ cm}^2$$

**\*Espacement:**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30 ) cm<sup>2</sup>.

Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 \leq \frac{11950}{15 \times 17290} = 0.046 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.002 \leq 0.009 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

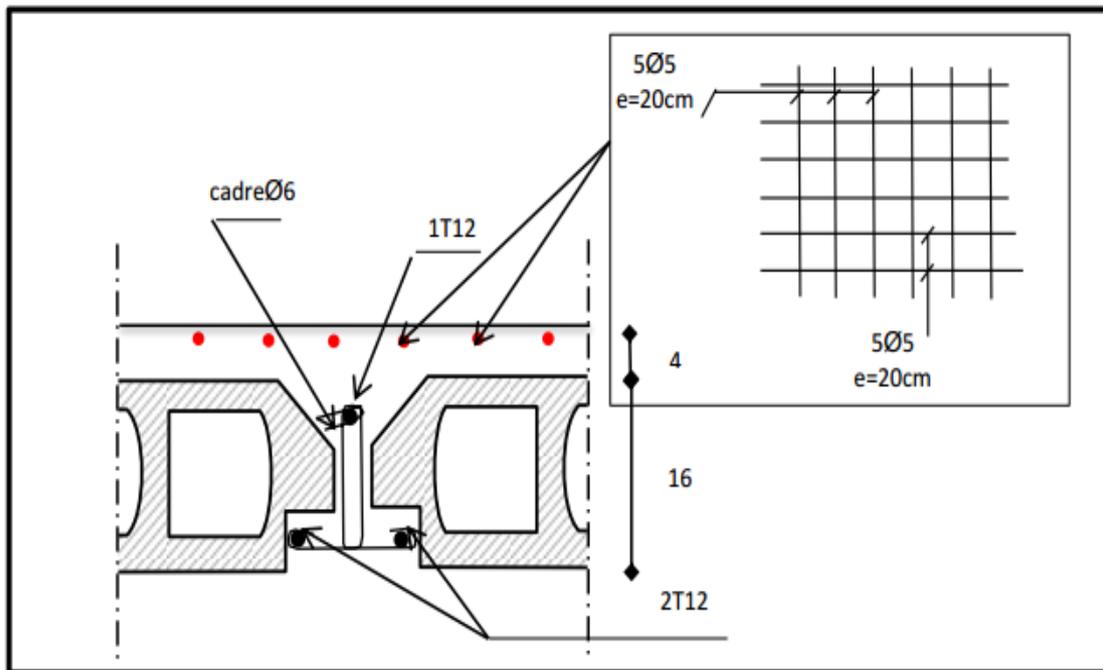


Figure .IV.11 : Schéma de ferrailage de poutrelle.

Chapitre IV  
Etude  
dynamique



**Etude dynamique:****IV. 1.Introduction :**

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est à dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines. , mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installations sensibles, stratégiques ou potentiellement dangereuses. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+9) à usage d'habitation, est implanté à Wilaya de Saida, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone I : sismicité faible) et dans un Site meuble (S3).

**✓ Objectif de l'étude dynamique:**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

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

**IV.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :**

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

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

**a) Méthode statique équivalente:****• Principe:**

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

Les forces sismiques horizontales sont considérées équivalentes à ceux appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

**• Demain d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 2003.

**b) Méthode d'analyse modale spectrale:****• Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel d'analyse des structures (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA2003.

**• Demain d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable.

**c) Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :****• Principe:**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### IV.3. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale) :

#### IV.3.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

#### ➤ Description de logiciel ROBOT :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plan et sont simulés par des diaphragmes.

#### ➤ buts de l'analyse dynamique:

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

**ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitations ..... ( $\beta = 0,2$ ) **Tableau .4.5.RPA2003**.

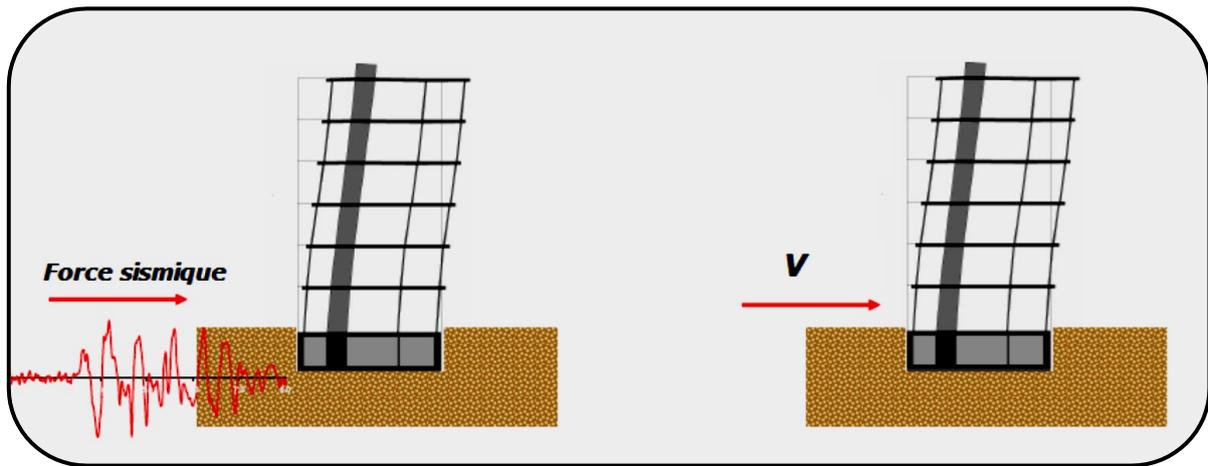


Figure IV.1 : Simulation de la force sismique.

IV.3.2. Spectre de Réponse de calcul : RPA 2003 (Article 4.3.3) :

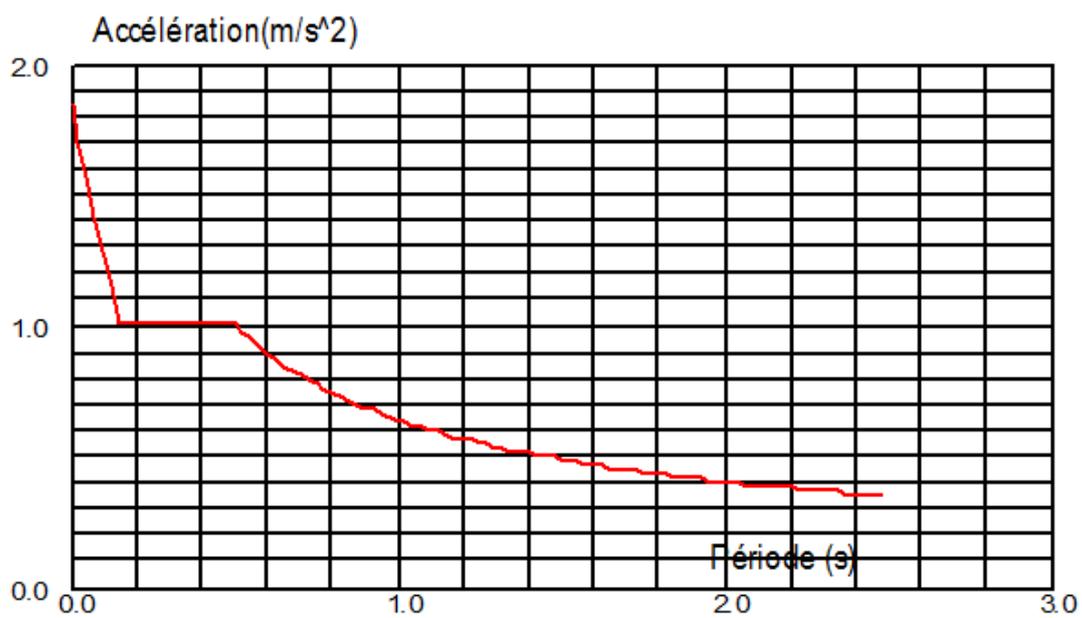


Figure IV.2. Courbe de spectre de réponse.

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

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

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 05%).

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

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2).

**R** : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

**Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

**Alors** dans notre cas : (tableau 4.2).

$$\xi = 7 \% \text{ Donc : } \longrightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

**A** = 0.10 ..... Zone I, groupe d'usage2 (tableau 4.1).

**R** = 3.5 ..... (Structure contreventé par voile -tableau 4.3 RPA99).

**T<sub>1</sub>** = 0.15 sec.

**T<sub>2</sub>** = 0.50 sec ..... (Tableau 4.7 RPA99 – v2003).

**Q** : sa valeur et déterminer par la formule : **Q = 1 + ΣP<sub>q</sub>**

**P<sub>q</sub>** : Tableau 4.4 RPA 2003.

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	/	0.05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	/
<b>3. Régularité en plan</b>	/	0.05
<b>4. Régularité en élévation</b>	/	0.05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	/
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	/

TableauIV.1. Valeurs des pénalitésP<sub>q</sub> .

Alors à partir de tableau on trouve : $Q = 1.15$ .

#### IV.3.3. Nombre de modes à considérer :

D'après RPA 2003 (Article 4.3.4-a) :

- Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :
  - \_ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
  - \_ Ou que les modes ayant une masse modal effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
  - \_ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, les nombres minimaux de modes K à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_K \leq 0.20$  sec  
 Ou : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.

- **Classification de l'ouvrage**

Chaque bâtiment doit être classé selon son usage, sa configuration en plan et en élévation, et la zone où il est implanté.

Notre ouvrage est un bâtiment à usage multiple dont la hauteur ne dépasse pas 48m. Il est implanté dans la Wilaya de Saida (zone I). Il sera classé au groupe d'usage 2.

- **Classification des sites**

Selon l'article 3.3.1 du RPA 2003, les sites sont classés en quatre (04)

Catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S<sub>1</sub>**(site rocheux).
- **Catégorie S<sub>2</sub>**(site ferme).
- **Catégorie S<sub>3</sub>**(site meuble).
- **Catégorie S<sub>4</sub>**(site très meuble).

<i>catégorie</i>	<i>Description</i>	$q_c$ (Mpa)	$N$	$P_f$ (Mpa)	$E_p$ (Mpa)	$q_u$ (Mpa)	$V_s$ (m/s)
<b>S<sub>1</sub></b>	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
<b>S<sub>2</sub></b>	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
<b>S<sub>3</sub></b>	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
<b>S<sub>4</sub></b>	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

**Tableau IV.3.** Classification des sites.

Notre bâtiment est implanté sur un site de catégorie S<sub>3</sub> (site meuble). (Implantation donnée par le rapport de sol).

IV.4. Modélisation de la structure en portiques (sans voiles) :

Pour la première proposition, on propose une structure en portiques sans voiles. Le but c'est d'avoir une idée sur la valeur de la période et de la flexibilité de la structure.

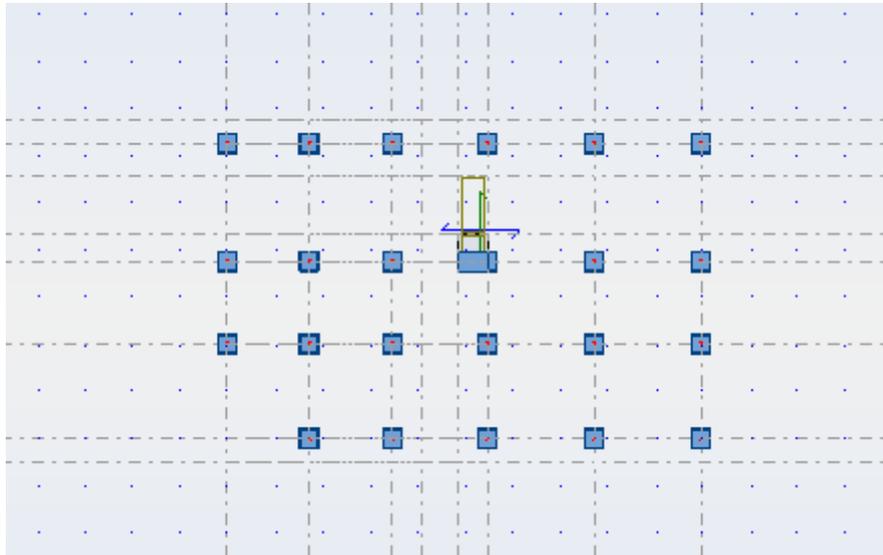


Figure IV.3. Disposition des portiques.

➤ Périodes et coefficients de participation modaux :

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$
<b>1</b>	1.62	66.78	4.75	66.78	4.75
<b>2</b>	1.52	75.65	67.33	8.86	62.58
<b>3</b>	1.28	78.48	79.18	2.83	11.84
<b>4</b>	0.52	78.57	79.19	0.10	0.01
<b>5</b>	0.51	87.00	79.84	8.43	0.65
<b>6</b>	0.49	88.18	87.78	1.18	7.95
<b>7</b>	0.43	88.18	87.80	0.00	0.01
<b>8</b>	0.41	88.55	89.13	0.37	1.33
<b>9</b>	0.35	88.65	89.15	0.10	0.02
<b>10</b>	0.33	88.66	89.15	0.01	0.00

Tableau IV.3. Résultat de la première variante.

➤ **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

1. La période fondamentale de la structure  $T_y=1.62$  sec. Ce qui explique que la structure est trop souple.
2. le premier mode ( $T_x = 1.62$ sec) est un mode de translation selon l'axe y avec mobilisation de la masse modale  $U_x = 66.78\%$ .
3. le deuxième mode ( $T_x = 1.52$  sec) est un mode de torsion.
4. Le troisième mode ( $T_y = 1.28$  sec) est un mode de torsion

**Conclusion :**

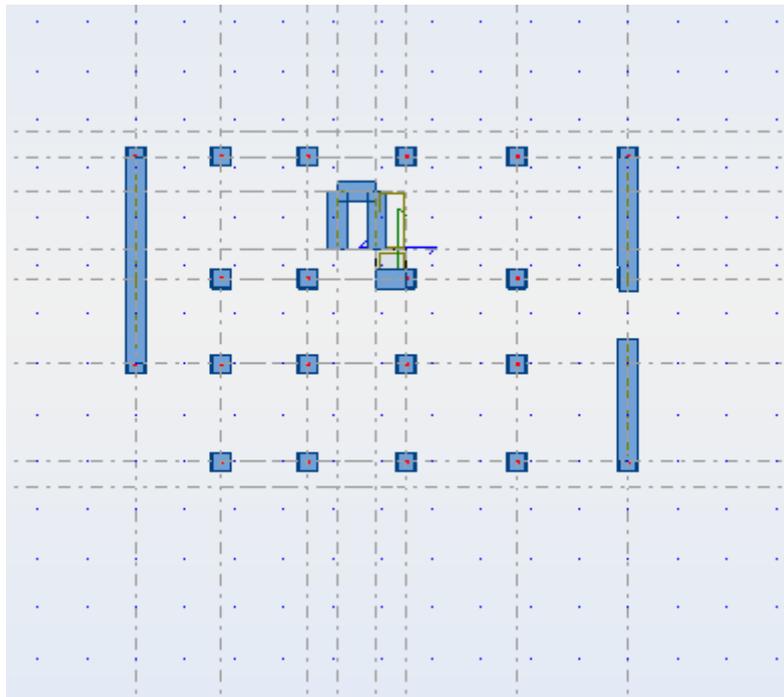
La période dynamique dépasse largement la valeur de 30% de la période empirique:  $T_{dyn} < 1,3 T_{stat}$ , Donc on doit disposer des voiles pour réduire la période et rendre la structure moins souple.

Pour cette raison, on étudie la structure initiale avec voiles

**IV.4.1. Modélisation de la structure initiale (variante 1) :**

➤ **Système de contreventement initial se présente comme suit :**

- 03 voiles (sens-y) de 16 cm.



**Figure IV.4.** Vue en plan et en élévation de la 1<sup>ère</sup> proposition.

## ➤ Périodes et coefficients de participation modaux :

Mode	Période	UX	UY	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$
1	1.41	77.45	0.00	77.45	0.00
2	0.53	77.49	60.34	0.03	60.34
3	0.44	87.47	60.44	9.99	0.10
4	0.37	87.47	67.86	0.00	7.42
5	0.32	87.50	67.95	0.03	0.10
6	0.26	87.52	67.96	0.02	0.00
7	0.24	91.60	67.96	4.08	0.00
8	0.20	91.70	67.96	0.10	0.00
9	0.16	93.24	67.96	1.54	0.00
10	0.14	94.16	67.96	0.92	0.00

Tableaux IV.4. Périodes et coefficients de participation modaux de la 1<sup>ère</sup> proposition.

## ➤ Interprétations des résultats :

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit.

1. La période fondamentale de la structure  $T_y = 1.41$  sec c'est à dire la structure est trop souple
2. le mode 01 ( $T_x = 1.41$  sec) est un mode de translation.
3. le mode 02 ( $T_y = 0.53$  sec) est un mode de translation selon l'axe y avec mobilisation de la masse modale  $U_x = 60,34\%$ .

**6. Conclusion :**

Pour parer de la torsion apparue dans la structure, ont changé la disposition du voile et augmenté la section de poteau.

**IV.4. 2. Deuxième proposition :**

La structure est présentée dans la figure suivante:

- 02 voiles Form de L de 16 cm
- 01 voiles Form de u de 16 cm

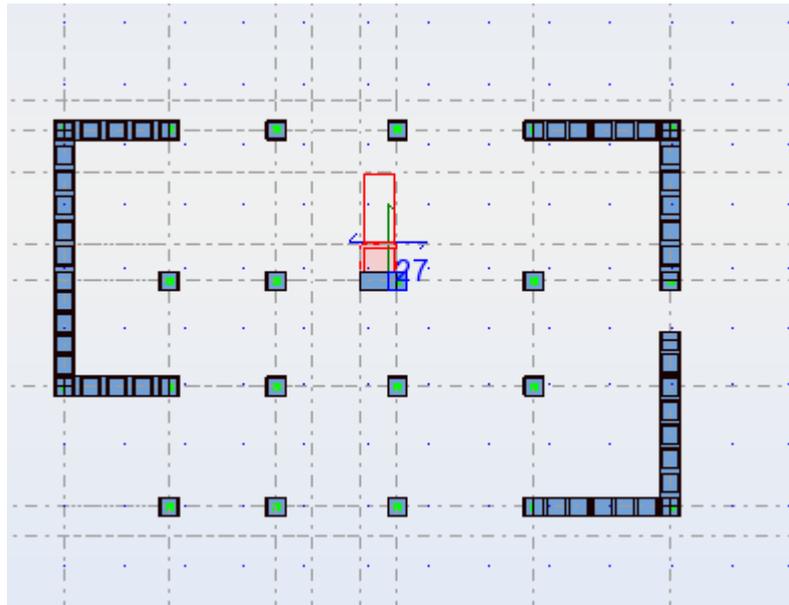


Figure IV.5. Vue en plan et en élévation de la 2<sup>ème</sup> proposition.

➤ Périodes et coefficients de participation modaux :

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0.65	61.81	3.73	61.81	3.73
2	0.45	66.63	61.64	4.82	57.91
3	0.32	66.65	61.73	0.02	0.09
4	0.26	67.34	61.80	0.69	0.07
5	0.25	67.48	69.64	0.14	7.84
6	0.20	67.49	69.64	0.01	0.00
7	0.15	67.86	69.65	0.37	0.01
8	0.14	84.60	70.95	16.74	1.29
9	0.11	86.08	84.72	1.48	13.77
10	0.11	86.47	86.19	0.39	1.47

Tableau IV.5 : Périodes et coefficients de participation modaux. de la 2<sup>ème</sup> proposition

➤ Interprétations des résultats :

1. ✓ le 1er mode est un mode translation selon x avec un mobilation de 61.81.
2. ✓ le 2eme mode est un mode translation selon l'axe X (UX =57.91%)de participation de masse modale.
3. La masse modale dans le deuxieme mode n'attien pas 60% **donc en change la position des voile**
- 4.

IV.4.3. Troisième proposition :

- ✓ 4 voiles de forme L.
- ✓ Augmentation d'épaisseur de voile (17cm).
- ✓ Augmentation de section de poteau (55\*60).

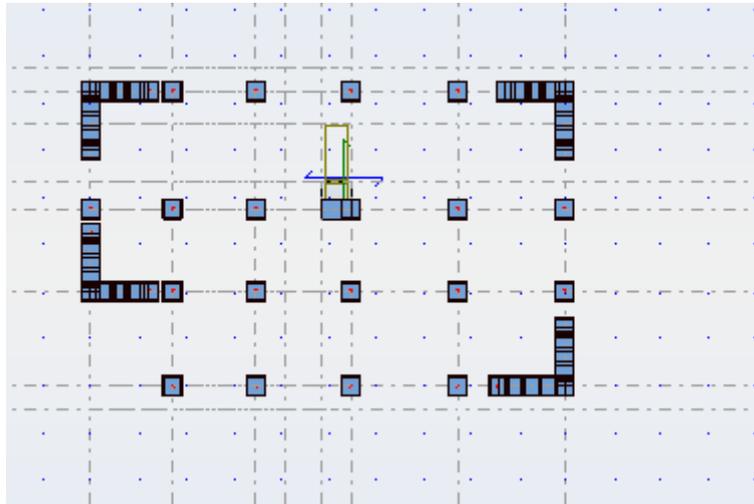


Figure IV.6. Vue en plan et en élévation de la 3<sup>ème</sup> proposition.

➤ Périodes et coefficients de participation modaux :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
<b>1</b>	0.80	69.26	0.68	69.26	0.68
<b>2</b>	0.78	70.09	69.70	0.83	69.01
<b>3</b>	0.51	70.40	71.70	0.30	2.00
<b>4</b>	0.21	72.18	84.02	1.79	12.32
<b>5</b>	0.21	85.83	85.77	13.65	1.75
<b>6</b>	0.14	85.89	86.05	0.06	0.28
<b>7</b>	0.10	89.71	87.43	3.82	1.39
<b>8</b>	0.10	91.16	91.53	1.45	4.10
<b>9</b>	0.09	91.17	91.53	0.01	0.00
<b>10</b>	0.08	91.22	91.54	0.05	0.01

Tableau IV.6 : Périodes et coefficients de participation modaux. de la 3<sup>ème</sup> proposition

**Interprétations des résultats :**

- 1 On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales
- 2 Le 1eme mode est un mode translation selon l'axe X ( $U_x=69.26\%$ ) de participation de masse modale.
- 3 ✓ le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y ( $U_y=69.01\%$ ) de participation de masse modale.
- 4 ✓ le 3eme mode est un mode de torsion

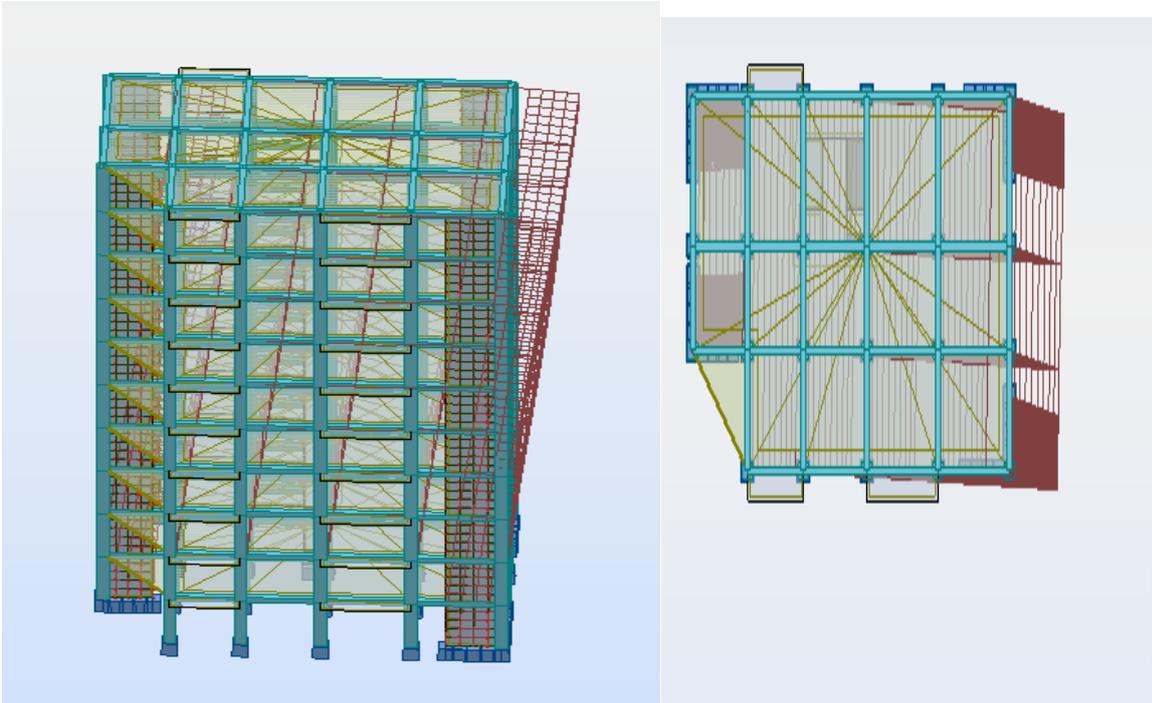


Figure IV.7. : Mode 01 vue 3D et vue en plan de la 3<sup>ème</sup> variante

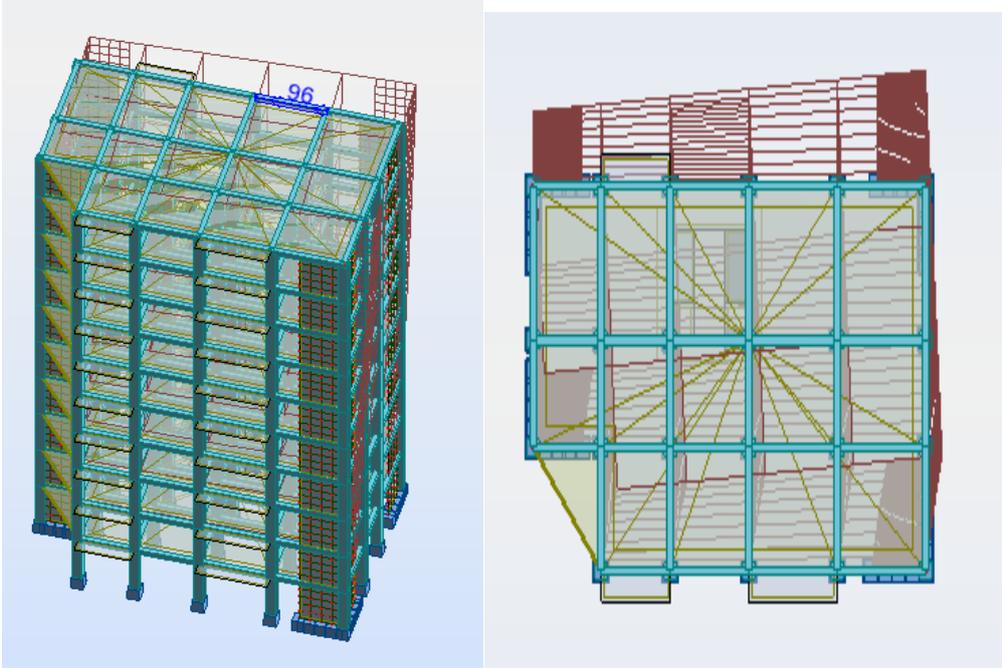


Figure IV.8.: Mode 02 vue 3D et vue en plan de la 3<sup>ème</sup> variante

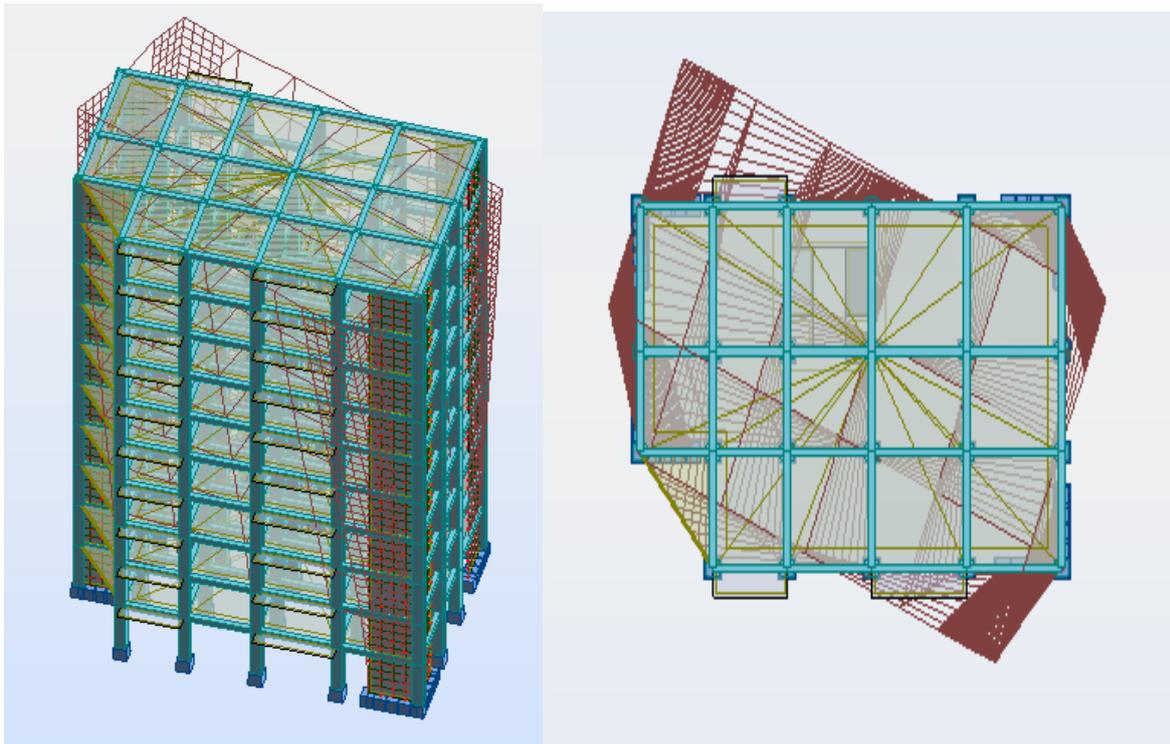


Figure IV.9 : Mode 03 vue 3D et vue en plan de la 3<sup>ème</sup> variante

**III.5.Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

- ✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations VERTICALE.
- ✓ UE LES POTEAU DOIVENT REPROND AU MOIN 25% DES EFFORT HORIZONTALE

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

$$\frac{F_z \text{ Voile}}{F_z \text{ Totale}} < 20\%$$

$$\frac{F_x \text{ poteau}}{F_x \text{ Totale}} < 20\%$$

$$\frac{F_y \text{ poteau}}{F_y \text{ Totale}} < 20\%$$

	totale	Poteau	Voile	Pourcentage	condition
<b>Fx</b>	952.74	382.40	570.34	<b>40.14</b>	<b>C.v</b>
<b>Fy</b>	994.90	383.60	611.30	<b>38.56</b>	<b>C.v</b>
<b>Fz</b>	-30672.02	-24629.41	-6042.61	<b>19.70</b>	<b>C.v</b>

Tableau IV.7: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

Les conditions de l'interaction est vérifiées donc le facteur de comportement est égal à 3.5  
Structure contreventé par voile

- **Effort tranchent de la base :**

$$V_x=952.74\text{KN} \quad ; V_y=994.90\text{KN}.$$

❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

❖ **Résultante des forces sismiques à la base  $V_t$**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ , soit :  $V_t > 0.8 V$  Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X.....  $V_t=V_x =952.74\text{KN}$
- Effort sismique dans le sens Y.....  $V_t=V_y=994.90\text{KN}.$

**V.5.Calcul Des Actions Sismiques** (Selon Méthode Statique

Equivalente) :R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

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

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

\_  $V$  : Effort tranchant a la base.

\_  $A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	<u>0.10</u>	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau .IV.8:** coefficient d'accélération de zone A.

Zone I, Groupe 2  $\implies$   $A = 0.10$

-  $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la Structure ( $T$ ).

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

-  $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

-  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

(Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV.9** : Valeurs de  $\xi$  (%)

-  $\xi = 7\%$   $\longrightarrow$  Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$   $\eta = \mathbf{0.88}$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale  $T_x(\text{dyn}) = 0,8\text{s}$
- La période fondamentale  $T_y(\text{dyn}) = 0.78\text{s}$
- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99, version2003 p31**  $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times (30.6)^{3/4} = 0.651 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{19.97}} = 0.616 \text{ sec}$$

$$T_x = \min (0.651, 0.616) = 0.616 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{12.5}} = 0.779 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.651, 0.779) = 0.651 \text{ sec}$$

$$\frac{T_{ex}}{T_{x(dyn)}} < 1.3 ; T_{ex} \times 1.3 = 0.616 \times 1.3 = 0.801 \text{ sec} > T_{X(dyn)} = 0.80 \dots (CV)$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{y(dyn)}} < 1.3 ; T_{ey} \times 1.3 = 0.651 \times 1.3 = 0.846 \text{ sec} > T_{y(dyn)} = 0.78 \dots (CV)$$

➤ **D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :**

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale :  $T_x = 0.80 \text{ s} \quad (T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s})$
- Sens transversale :  $T_y = 0.78 \text{ s} \quad (0 \leq T \leq T_2)$

➤ **l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :**

$$T_1 = 0.15 \quad ; \quad T_2 = 0.50$$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_x = 1.61$$

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_y = 1.64$$

\_ **Q** : Facture de Qualité :

$$\text{Sa valeur et déterminer par la formule : } Q = 1 + \Sigma P_q$$

On trouve : **Q=1.15** —————> Tableau IV.1

\_ **R** : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure (contreventé par et voile) =====> **R= 3.5** .

\_ **W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (i) par la formule:  $W = \sum W_i$  avec  $W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$

- $W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes
- $W_{Qi}$ : La charge d'exploitation
- $\beta$ : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)
- Pour un bâtiment a usage d'habitation ( $\beta= 0.20$ ).

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Etage	masse
RDC	280209.50
01	280209.50
02	280209.50
03	280209.50
04	280209.50
05	280209.50
06	280209.50
07	280209.50
08	280209.50
09	293978.75
Totale	2815864.25

Donc :  $W = 2815864.25\text{KN}$

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

**Tableau récapitulatif :**

Sens	A	R	D	Q	W (KN)	$V_{Statique}$ (KN)
<b>Longitudinal (XX)</b>	0.10	5	1.61	1.15	28158.6425	1042.715
<b>Transversal (YY)</b>	0.10	5	1.64	1.15	28158.6425	1062.144

**Tab IV .10** Calcul de V statique

- Effort sismique dans le sens X,  $V_{X_{dyn}} = 952.74\text{KN}$
- Effort sismique dans le sens Y,  $V_{Y_{dyn}} = 994.90 \text{ KN}$

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal: } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{952.74}{1042.715} = 0.9137 < 0.8 \rightarrow \text{Condition Vérifier.} \\ \text{Sens transversal : } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{994.90}{1042.715} = 0.9367 < 0.8 \rightarrow \text{Condition Vérifier.} \end{array} \right.$$

**1. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99\_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0 \end{array} \right.$$

$F_i$  : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau i.

$h_i$  : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque i.

$W_i, W_j$  : Poids revenant

**Sens longitudinal:**

		Hi	Hi*w	V	Ft	Fi
rdc	2802.095	3.06	8574.4107	952.74	53.35344	16.20577
1	2802.095	6.12	17148.8214	952.74	53.35344	32.41154
2	2802.095	9.18	25723.2321	952.74	53.35344	48.61731
3	2802.095	12.24	34297.6428	952.74	53.35344	64.82307
4	2802.095	15.3	42872.0535	952.74	53.35344	81.02884
5	2802.095	18.36	51446.4642	952.74	53.35344	97.23461
6	2802.095	21.42	60020.8749	952.74	53.35344	113.4404
7	2802.095	24.5	68651.3275	952.74	53.35344	129.7521
8	2802.095	27.54	77169.6963	952.74	53.35344	145.8519
9	2939.7875	30.6	89957.4975	952.74	53.35344	170.0211
		totale	475862.0209			899.3866

**Tab IV .11. Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (X-X) au niveau de chaque étage**

**Sens transversal :**

		Hi	Hi*w	V	Ft	Fi
--	--	----	------	---	----	----

rdc	2802.095	3.06	8574.4107	994.9	54.32154	16.94799
1	2802.095	6.12	17148.8214	994.9	54.32154	33.89599
2	2802.095	9.18	25723.2321	994.9	54.32154	50.84398
3	2802.095	12.24	34297.6428	994.9	54.32154	67.79197
4	2802.095	15.3	42872.0535	994.9	54.32154	84.73996
5	2802.095	18.36	51446.4642	994.9	54.32154	101.688
6	2802.095	21.42	60020.8749	994.9	54.32154	118.6359
7	2802.095	24.5	68651.3275	994.9	54.32154	135.6947
8	2802.095	27.54	77169.6963	994.9	54.32154	152.5319
9	2939.7875	30.6	89957.4975	994.9	54.32154	177.808
		totale	475862.0209			940.5785

**Tab IV.12** Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (Y-Y) au niveau de chaque étage.

**2. Vérification du déplacement :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k : \delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

Déplacement Horizontal

a chaque niveau < k > de la structure.

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$ .

R : coefficient de comportement (R= 3.5).

$\Delta_k$ : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

**L'article 5.10 du RPA99/version2003 :**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$ .

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

$\Delta_{adm}$ : Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

- **Sens Longitudinal:**

Etage	$\delta_{ekx}$ [cm]	$\delta_K$ = $\Delta_r U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K$ < $\Delta_{adm}$
RDC	0.2	0.2	3,06	C.v
1	0.6	0.4	3,06	C.v
2	1.1	0.5	3,06	C.v
3	1.7	0.6	3,06	C.v
4	2.3	0.6	3,06	C.v
5	3.0	0.6	3,06	C.v
6	3.6	0.6	3,06	C.V
7	4.1	0.6	3,06	C.V
8	4.7	0.5	3,06	C.V
9	5.2	0.5	3,06	C.V

Tableau IV .13: Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm} \end{array} \right.$$

- Sens Transversal:

Etage	$\delta_{ekx}$ [cm]	$\delta_K$ = $\Delta_r U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K$ < $\Delta_{adm}$
RDC	0.2	0.2	3,06	C.v
1	0.6	0.4	3,06	C.v
2	1.2	0.5	3,06	C.v
3	1.8	0.6	3,06	C.v
4	2.4	0.6	3,06	C.v
5	3.0	0.6	3,06	C.v
6	3.6	0.6	3,06	C.V
7	4.1	0.5	3,06	C.V
8	4.6	0.5	3,06	C.V
9	5.0	0.4	3,06	C.V

Tableau IV.14 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY)

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification

de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et Vérifier.

**3. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ :**

**RPA99-v2003** (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- **P<sub>k</sub>**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.
- **Δ<sub>k</sub>**: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- **V<sub>k</sub>**: Effort tranchant d'étage au niveau k.
- **h<sub>k</sub>**: Hauteur de l'étage k

- **Sens Longitudinal :**

Etage	W [kg]	Pk[kg]	Δ <sub>k</sub> [m]	V <sub>y</sub> [t]	h <sub>k</sub> [m]	Θ	≤ 0.1
9	293.97875	293.9788	0.005	20.574	3.06	0.023348	C.V
8	280.2095	574.1883	0.005	37.205	3.06	0.025217	
7	280.2095	854.3978	0.006	50.32	3.06	0.033293	C.V
6	280.2095	1134.607	0.006	61.341	3.06	0.036268	C.V
5	280.2095	1414.817	0.006	70.863	3.06	0.039148	C.V
4	280.2095	1695.026	0.006	78.75	3.06	0.042204	C.V
3	280.2095	1975.236	0.006	85.148	3.06	0.045486	C.V
2	280.2095	2255.445	0.005	90.318	3.06	0.040804	C.V
1	280.2095	2535.655	0.004	93.881	3.06	0.035306	C.V
RDC	280.2095	2815.864	0.002	95.274	3.06	0.019317	C.V

**Tableau IV.15 :** Vérification a L'effet (P-Δ) < Sens Longitudinal >

- **Sens Transversal :**

Etage	W [kg]	Pk[kg]	$\Delta_k$ [m]	$V_y$ [t]	$h_k$ [m]	$\Theta$	$\leq 0.1$
9	293.9788	293.97875	0.004	21.14	3.06	0.018178	C.V
8	280.2095	574.18825	0.005	38.234	3.06	0.024539	
7	280.2095	854.39775	0.005	51.923	3.06	0.026887	C.V
6	280.2095	1134.60725	0.006	63.648	3.06	0.034953	C.V
5	280.2095	1414.81675	0.006	73.853	3.06	0.037563	C.V
4	280.2095	1695.02625	0.006	82.244	3.06	0.040411	C.V
3	280.2095	1975.23575	0.006	88.954	3.06	0.043539	C.V
2	280.2095	2255.44525	0.005	94.331	3.06	0.039068	C.V
1	280.2095	2535.65475	0.004	98.035	3.06	0.03381	C.V
RDC	280.2095	2815.86425	0.002	99.49	3.06	0.018499	C.V

Tableau IV.16: Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) <Sens Transversal>

Alors :  $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- $\Delta$ ) est négligeable pour les deux directions.

**4. Vérification au Renversement:**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

suivante :  $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

- $M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

$W$  : le poids total de la structure.

$L$  : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).  $L=31.59m$ .

- $M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

• **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 28158.6425 \times 19.97/2 = 281164.0454 \text{kn. m.}$$

Etage	$F_i$	$h_i$ [m]	$F_i \times h_i$
RDC	16.20577	3.06	49.58966
1	32.41154	6.12	198.3586

2	48.61731	9.18	446.3069
3	64.82307	12.24	793.4344
4	81.02884	15.3	1239.741
5	97.23461	18.36	1785.227
6	113.4404	21.42	2429.893
7	129.7521	24.5	3178.926
8	145.8519	27.54	4016.761
9	170.0211	30.6	5202.646
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			19340.89

Tableau IV.17 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX

Vérifications :  $\frac{M_s}{M_r} = \frac{281164.0454}{19340.89} = 14.54 \geq 1.5 \dots \dots \dots$  Condition Vérifier.

• Sens Transversal:

$M_s = W \times L/2 = 2184137.02 \times 12.5/2 = 175991.516 \text{ kn. m.}$

Etage	$F_i$	$h_i$ [m]	$F_i \times h_i$
RDC	16.94799	3.06	51.86085
1	33.89599	6.12	207.4435
2	50.84398	9.18	466.7477
3	67.79197	12.24	829.7737
4	84.73996	15.3	1296.521
5	101.688	18.36	1866.992
6	118.6359	21.42	2541.181
7	135.6947	24.5	3324.52
8	152.5319	27.54	4200.729
9	177.808	30.6	5440.925
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			20226.69

Tableau IV.18: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY

Vérifications :  $\frac{Ms}{Mr} = \frac{175991.516}{20226.69} = 8.7 \geq 1.5 \dots \dots \dots$  **Condition Vérifier.**

-DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

**9. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:**

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \text{ Et } Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- $M_i$  : la masse de l'élément i.
- $X_i, Y_i$  : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

**9.2. Centre de gravité des rigidités:**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \frac{X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \frac{Y_j}{I_{jx}}$$

- I<sub>y</sub>i: Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X<sub>i</sub> : Abscisse de l'élément I<sub>y</sub>i.
- I<sub>x</sub>i: Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y<sub>i</sub> : Ordonnée de l'élément I<sub>x</sub>i.

**9.3. L'excentricité:**

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$x = \begin{matrix} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{matrix}$$

**9.3 .1. L'excentricité Théorique:**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$e_x$  : Excentricité théorique suivent x.

$e_Y$  : Excentricité théorique suivent y.

**9.3 .2. L'excentricité Accidentelle:** RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Donc:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens-X : } e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 31.59 \Rightarrow e_{Acc} = 1.57 \approx 1.60 \text{ m} \\ \text{Sens-Y : } e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 15.30 \Rightarrow e_{Acc} = 1.20 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

	GX(m)	Gy(m)	Rx (m)	RY(m)
rdc	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 1	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 2	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 3	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 4	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 5	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 6	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 7	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 8	10.21	6.51	9.98	6.54
Etage 8	10.22	6.43	9.98	6.54

**Tableau IV.19 :** L'excentricité accidentelle

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

	GX(m)	Gy(m)	Rx (m)	RY(m)
rdc	0.23	0.03	1.00	0.63

Etage 1	0.23	0.03	1.00	0.63
Etage 2	0.23	0.03	1.00	0.63
Etage 3	0.23	0.03	1.00	0.63
Etage 4	0.23	0.03	1.00	0.63
Etage 5	0.23	0.03	1.00	0.63
Etage 6	0.23	0.03	1.00	0.63
Etage 7	0.23	0.03	1.00	0.63
Etage 8	0.24	0.12	1.00	0.63

**Tableau IV.20** : L'excentricité accidentelle

### 10. Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2014, ces résultats.

Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour

Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul

Des éléments principaux).

Chapitre V  
Etude des éléments  
Structuraux

### V : Ferrailage des éléments structuraux :

#### V.1.Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

#### V.2. Combinaisons des charges :

##### Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

- $1,35 G + 1,5 Q$  à l'E.L.U
- $G + Q$  à l'E.L.S

##### Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Voiles}$$

- **V.3.Ferrailage des poteaux :**

##### Introduction

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau. V. 1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

### VI.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

#### a) Armatures longitudinales :

Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

- $0.7\% < \frac{A_s}{ba} < 4\%$  en zone courante.
- $0.7\% < \frac{A_s}{ba} < 6\%$  en zone de recouvrement.

$A_s > 0.7\% ba$ .

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$ .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales.

#### b) Armatures transversales :

❖ **BAEL91** :(art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min(15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_l}$  est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8\%$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

### ❖ RPA99(VER2003):(7.4.2.2)

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

$S_t$  : est l'espacement des armatures transversales (**Zone I**)

- La zone nodale ::  $S_t \leq \min ( 10\phi_l, 15 \text{ cm} )$

- La zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$M^{\max} \begin{cases} N^{\max} : M^{\text{correspondant}} \\ N^{\min} : M^{\text{correspondant}} \\ N^{\text{correspondant}} \end{cases}$$

### VI.3.3. Calcul de ferrailage :

#### ➤ Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans le deux sens X et Y, car le poteau est sollicité par un Effort normal N et deux moments fléchissant  $M_y$  et  $M_z$ .

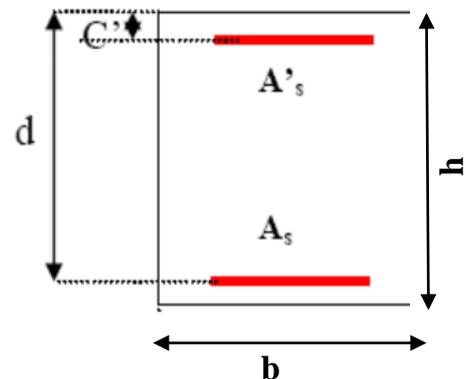


Figure VI.1 : schéma de poteaux

#### ◆ Poteaux de section : (50×55) cm<sup>2</sup>

$C = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 55 - 3 = 52 \text{ cm}$  ; Acier  $F_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

ELU		G+Q+E		0.8G+E		ELS	
N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KNm)	M <sub>MAX</sub> (KN.m)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)
2300.29	8.82	90.56	90.51	1181.56	39.05	1673.76	6.38

Tableau. V.2 : résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

**a) Cas : ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$\begin{cases} e=e_1+e_2 \\ e_1=e_a+e_0 \end{cases}$$

$e_1$ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$e_2$ : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{3.06}{250}\right\} = 0.012 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{8.82}{2300.29} = 0.00383m$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.012 + 0.00383 = 0.01583m$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \text{Max} (15 ; 20.e_1 / h)$$

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$ : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142m.$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.14}{0.55} = 3.89 < \text{max} (15 ; 0.130)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 13.47^2$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{13.47}{35} \right)^2} = 0.82$$

$\phi$  : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.82 \times 2) = 0.0090 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.01583 + 0.0090 = 0.024 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corr}} = N_{\text{utm}} \times e = 2300.29 \times 0.24 = 552.0696 \text{ KN}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 2300.29 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{corr}} = 552.0696 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \cdot 0.50 \times 0.55 \times 14.2 = 0.62 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 552.0696 + 2300.29 \times (0.52 - 0.55/2) = 698.83 \text{ KN.m}$$

$$B = (2300.29 (0.52 - 0.03) - 698.83) \times 0.001 = 0.42 \text{ MN.m}$$

$\implies A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$M_a = 69883$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{69883}{14.2 \times 50 \times 52^2}$$

$$\mu = 0.036 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = 0.045$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.045) = 0.982$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{69883}{348 \times 0.982 \times 52} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 3.93 - \frac{2300.29}{100 \times 348} \times 10^3 = -62.17 \text{ cm}^2 \text{ alors } A = 0$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

Alors  $A=0 \implies$  Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin de armatures de compression.

**b) G+Q+E :**

$$N_{\text{cor}} = 90.51 \text{ KN} \\ \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{max}} = 90.56 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{306}{250}\right\} = 1.22c \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{90.56}{90.51} = 1 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.12 + 1 = 1.12 \text{ m}$$



## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.82 \times 2) = 0.0090 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.12 + 0.0090 = 1.129 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 90.51 \times 1.129 = 102.18 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{max}} = 90.51 \text{ N}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 102.18 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \cdot 0.50 \times 0.55 \times 18.5 = 0.819 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 102.18 + 90.51 \times (0.52 - 0.55/2) = 47.21 \text{ KN.m}$$

$$B = (90.51(0.52 - 0.03) - 47.21) \times 0.001 = -2.86 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

### ➤ Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{472090}{14.2 \times 50 \times 52^2}$$

$$\mu = 0.24 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24}) = 0.348$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.348) = 0.860$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{472090}{400 \times 0.860 \times 52} = 26.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 26.39 - \frac{47.21}{100 \times 400} \times 10^3 = 25.20 \text{ cm}^2$$

### c) 0.8G±E:

$$N_{\text{min}} = 1181.56 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{corrigé}} = 39.05 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{39.05}{1181.56} = 0.033 \text{ m}$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.033 + 0.02 = 0.053 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.82 \times 2) = 0.0090 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.053 + 0.0090 = 0.062 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1181.56 \times 0.062 = 72.25 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{min}} = \begin{cases} 1181.56 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 73.25 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \cdot 0.50 \times 0.55 \times 18.5 = 0.819 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 73.25 + 1181.56 \times (0.52 - 0.55/2) = 307.428 \text{ KN.m}$$

$$B = (1181.56(0.52 - 0.03) - 307.428) \cdot 0.001 = -2.71 \text{ MN.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

◆ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{307428}{18.5 \times 55 \times 52^2}$$

$$\mu = 0.111$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,111}) = 0.147$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0,147) = 0.941$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{307428}{400 \times 0.940 \times 52} = 15.72 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 15.72 - \frac{6350}{100 \times 400} = 15.69$$

▪ **Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) art. 7.4.2,1**

**1-Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,7\% (b \cdot h) \text{ (zone I).}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.007 \times 55 \times 50 = 19.25 \text{ cm}^2$$

**2-Le pourcentage maximal en zone de courante :**

$$A_{s \text{ max}} = 0,4\% (b \cdot h)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.004 \times 50 \times 55 = 11 \text{ cm}^2$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

### 3-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement :

$$A_{s \min} = 0,6\% (b \cdot h)$$

$$A_{s \min} = 0.006 \times 50 \times 55 = 16.5 \text{ cm}^2$$

Niveau	section de poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>s max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
Poteau rectangulaire	50 × 55	25.20	19.25	11	16.5

Tableau .V .3 : Les vérifications des sections

▪ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.**

$$A_{\min} \geq 0.23 b d^2 (ft^2 \sigma / f_e)$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 52^2 \times 50 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
ELU	0	1.63	19.25	8HA20=25.13
0,8G±E	25.20			
G+Q±E	0			

Tableau .V.4 : Les choisit des sections

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

### d) Vérification vis-à-vis de l'E.L.S :

Après avoir fait le calcul<sup>57</sup> du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )  
La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$M_{ser} = 6.38 \text{ (KN.m)}$

$N_{ser} = 1673.76 \text{ (KN)}$

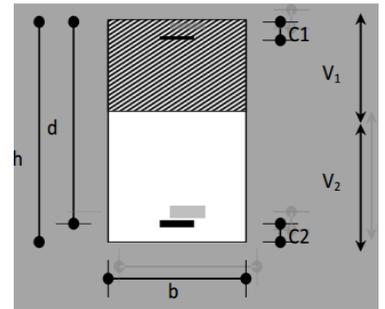


Figure V.2 : schéma de poteaux

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{6.38}{1673.76} = 0,00381 \text{ m} = 0,381 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.381 < \frac{h}{6} = \frac{55}{6} = 9.16 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 55 + 15(25.1) = 3126.5$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = \frac{1}{3126.5} \left[ \frac{50 \times 55^2}{2} \right] + 15(12.55 \times 3 + 12.55 \times 52) = 10.38 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 11 = 44 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (11^3 + 44^3) + 15[(12.55(11 - 3)^2 + 12.55(44 - 3)^2)] = 1770412.917 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 6380 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1673760}{100 \times 3126.5} = 5.35 \text{ Mpa}$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6380}{1770412917} = 0.00360$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.35 + 0.00360 \times 11 = 5.38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5.38 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.38 + 0.00360(11 - 3)] = 81.13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.38 - 0.00360(52 - 11)] = 82.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 81.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 82.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

### ♦ Armatures transversales :

#### ▪ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) don

ne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 35.09 \text{ KN}$$

$$\text{Vérification de la contrainte de cisaillement } \tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{35.09}{500 \times 520} = 0.00134 \text{ Mpa}$$

RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$\lambda_g$  l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 3.89$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.00134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.00 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tau = 0.00134 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

#### ▪ Calcul d'armature transversale:

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : 
$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e=235\text{MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$\rho_a = 3.75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$\rho_a = 2.5$  Si  $\lambda_g > 5$ .

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.014}{0.55} \right); \lambda_g = (3,89) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

**RPA99/ver2003.[ Art.7.4.2.2]**

- La zone nodale :  $S_t \leq \min( 10\phi_l, 15 \text{ cm} )$ . en prend  $t = 10 \text{ cm} \dots$  (**Zone I**)
- La zone courante :  $S_t \leq \min 15\phi_l$  en prend  $S_t \leq 15 \text{ cm} \dots$  (**Zone I**)

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale et  $S_t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 38050 \times 0.1}{55 \times 400} = 6.56 \text{ cm}^2$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

$$A_t = 6.56 \text{ cm}^2$$

### ▪ Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ Dans la zone nodale :  $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ Dans la zone courant :  $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

### **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$\phi_t = 2 \text{ cas générale}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St = 10 \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  Condition Vérifier

### **e) Présentation du ferrailage des poteaux:**

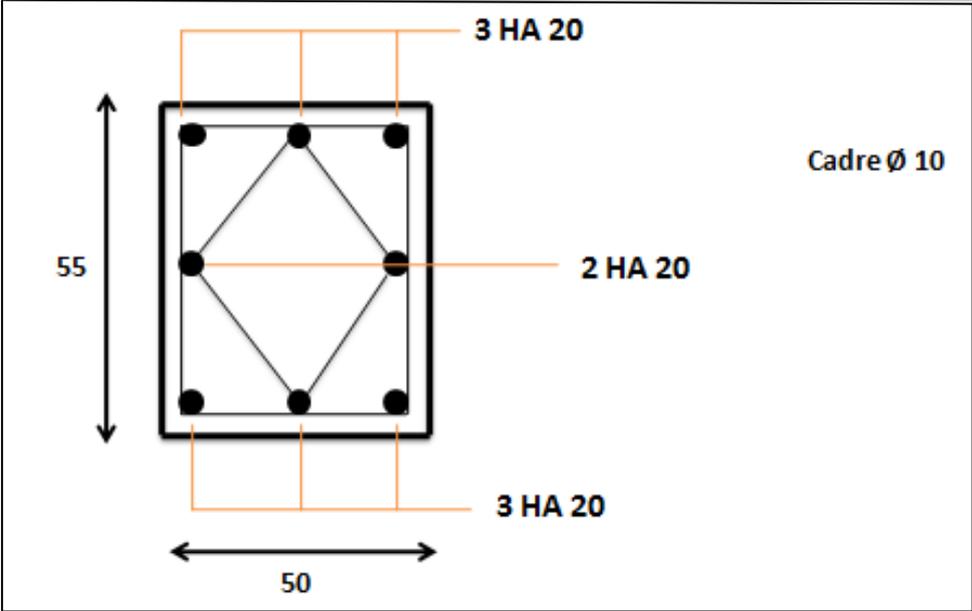


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.

### V.4 Etude des poutres :

#### V.4.1. Introduction :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

#### V.4.2. Combinaisons des charges :

- **Combinaisons données par BAEL.91 [1] :**

- ◆ Situation accidentelle :

$$\begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{cases}$$

**Combinaisons données par RPA99 VERSION 2003 [2] :**

- ◆ Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

#### V.4.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone I.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### V.4.4. Calcul de ferrailage :

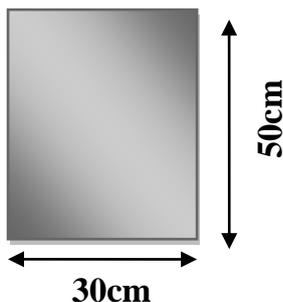


Figure V.4 : section de Poutre .P

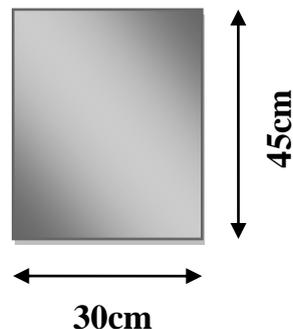


Figure V.5 : section de Poutre .s

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Calcule le ferrailage :

➤ **Ferrailage en travée (situation accidentelle) :**

❖ **En Travée :**

❖ **ELU : combinaison ( 1.35 G+1.5Q )**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau Récapitulatif**

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_l$	A	B	A (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	53.17	0.056	Oui	0.072	0.971	3.34
<b>Poutre secondaire</b>	48.38	0.064	Oui	0.082	0.967	3.42

**Tableau V.5 :** Tableau récapitulatif du ferrailage en travée à ELU

➤ **ELS : combinaison (G+Q) :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	Mu (kn,m)	Mser	A	Γ	A	Condition
<b>Poutre principale</b>	53.17	38.82	0.072	1.36	0.43	CV
<b>Poutre secondaire</b>	48.38	34.97	0.082	1.38	0.44	CV

Tableau .V.6 : Vérification de la contrainte

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : combinaison (G+Q+E) :**

**Tableau Récapitulatif**

	M (kn,m)	μ	μ ≤ μl	A	B	A (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	97.33	0.0010	Oui	0.0013	0.999	5.95
<b>Poutre secondaire</b>	43.08	0.0057	Oui	0.0071	0.997	2.95

Tableau V.7 : ferrailage en appuis à combinaison (G+Q+E)

a) **Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL**

▪ **Condition de non fragilité( art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pour poutre principale  $A > \frac{0.23 \times 30 \times 47 \times 2.1}{400} = 1,70\text{cm}$

Pour poutre secondaire  $A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1,52\text{cm}$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

Pour poutre principale  $A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5$

Pour poutre secondaire  $A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35$

➤ **RPA99/version 2003 :**

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003** :

- ♦ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

Pour poutre principale  $A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$

Pour poutre secondaire  $A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$

### Tableau Récapitulatif :

#### ❖ En Travée :

	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{RPa}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{max}}$	$A_{\text{adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	3.34	1.70	1.5	1.49	1.7	3HA10=2.36cm <sup>2</sup>
<b>Poutre secondaire</b>	3.42	1.52	1.35	1.69	1.69	3HA10=2.36 cm <sup>2</sup>

#### ❖ En Appuis :

	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{RPa}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{max}}$	$A_{\text{adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	5.95	1.70	1.5	2.89	2.89	3HA12=3.39cm <sup>2</sup>
<b>Poutre secondaire</b>	2.95	1.52	1.35	1.53	1.53	3HA10=2.36 cm <sup>2</sup>

**Tableau V.8** : Les choisit des sections

#### b) Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

#### Poutre principale :

$$M_{\text{max}}^t = 53.17 \text{ KN.m}$$

$$\square \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.50}{5.00} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\square \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.105 \rightarrow \dots \dots \dots CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

### Poutre secondaire :

$$M_{max}^t = 48.38 \text{ KN.m}$$

$$\square \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.5} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots \dots \dots CV$$

$$\square \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots \dots \dots CV$$

### c) Armatures transversales :

D'après BAEL91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min(h / 4, 12 \text{ min } \emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend:  $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

#### ➤ La section de ferrailage transversal :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 30}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

#### ➤ D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

$\emptyset 8$  avec  $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$  dans la zone nodale

$\emptyset 8$  avec  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

### d) Vérification de l'effort tranchant :

Pour poutre principale

$$V_u^{max} = 122.72 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{122720}{300 \times 470} = 0.87 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \dots \dots cv$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

On étudie avec fissuration peu préjudiciable.  $\overline{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

$$\tau_u = 0.87\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots (\text{c.v})$$

Pour poutre secondaire :

$$V_u^{\max} = 80.41 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{80410}{300 \times 420} = 0.63\text{Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable.  $\overline{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

$$\tau_u = 0.63\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa} (\text{c.v})$$

### V.4.5. Présentation du ferrailage des poutres:

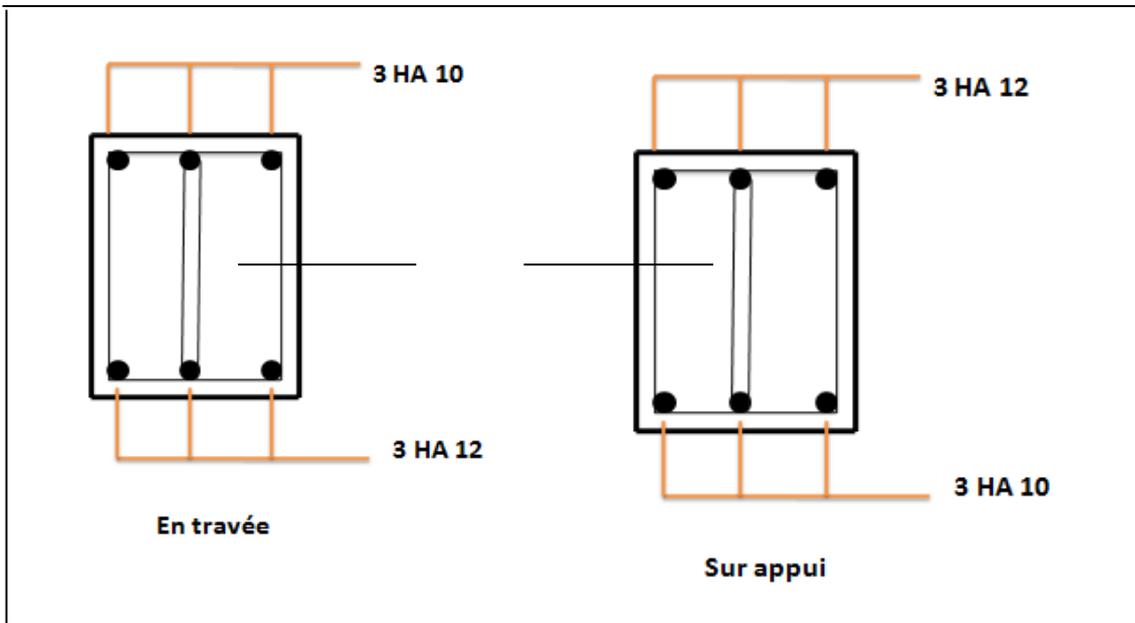


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales.

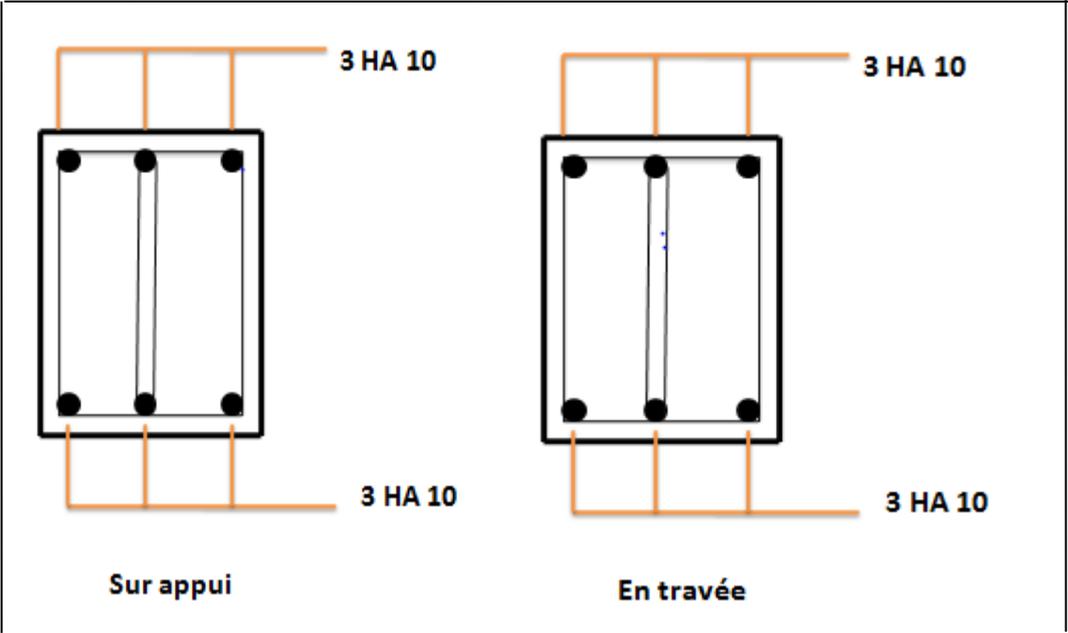


Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

### V.5. Ferrailage de voile plein :

#### V.5.1 : Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

#### V.5.2:Types d'armatures :

##### V.5.2.1:Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

##### V.5.2.2 : Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

- $S \leq 1,5 a$ .
- $S \leq 30\text{cm}$
- $S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$ , avec **a**: épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vi} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### V.5.2.3 : Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

### V.5.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $0.8G \pm E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G + Q \pm E$

### V.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale. Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0.8NG + NE = 0 \text{ cas des voiles planes.}$$

$$M_{\max} = 0.8MG + ME$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité  $c$  à  $d$  pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_G + N_Q + N_E$$

$$M_{\text{max}} = K_G + M_Q + M_E.$$

### V.5.5. Calcul de la section d'armature :

#### V.5.5.1. Ferrailage vertical:

##### ➤ Type de section qu'on peut avoir

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C)

##### ➤ Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- $N$  : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- $C$  : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

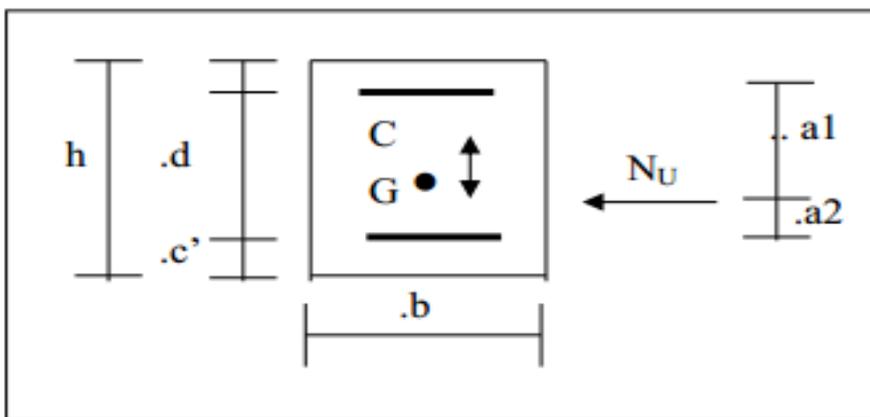
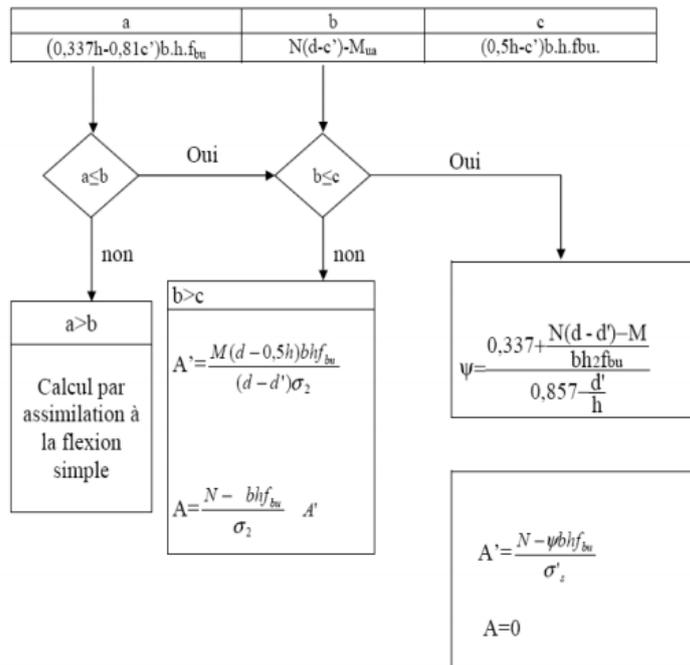


Figure V.8. Schéma de section entièrement tendue .

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- $N$  : L'effort normal est un effort de compression.
- $C$  : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c) - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$



**Figure .V.9. Organigramme de flexion composée.**

Section partiellement comprimée :

La section est partiellement comprimée si :

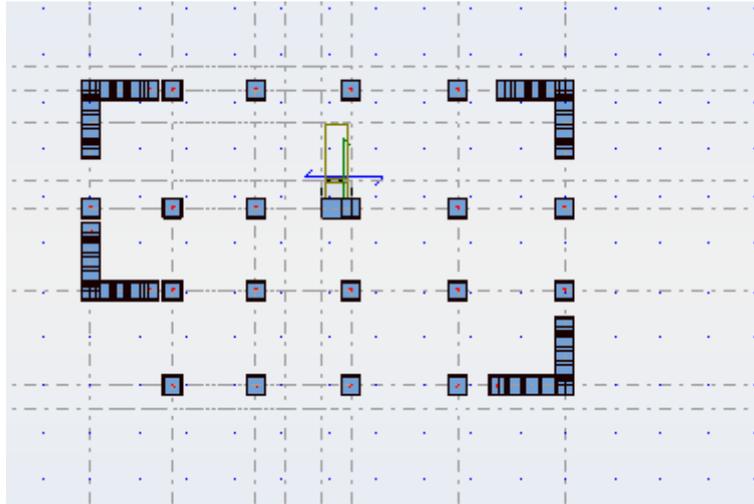
- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c) - M \leq (0,33h - 0,81 c) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$$

### V.5.6 : Calcul de la section des armatures :

#### V.5.6 .1 : Armatures verticales :

- **Exemple de calcul (RDC) :**
- La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :



Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison :

G+Q±E		
Mmax (KN)	Ncor (KN)	T
607.20	197.19	108.31

Tableau V.9 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

### Cas G+Q+E:

$$h = 2.77\text{m} ; c = 3\text{ cm} ; d = h - c = 2.77 - 0.03 = 2.74\text{ m} ; e = 0.15\text{ m}$$

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{3.06}{250}\right\} = 0.01\text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{607.20}{197.19} = 3.07\text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.01 + 3.07 = 3.08\text{m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$$\frac{20 \times e_1}{H} = \frac{20 \times 3.08}{3.06} = 20.13$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.14}{2.77} = 0.77 < 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 2.67$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{2,67}{35} \right)^2} = 0,84$$

$\phi$  : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,14^2}{10^4 \times 2,77} \times (2 + 0,84 \times 2) = 0,0018 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3,08 + 0,0018 = 3,08 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 197,19 \times 3,08 = 607,34 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$M_{\text{corrigé}} = 607,34 \text{ (KN)} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 197,19 \text{ (KN.m)}$$

$$a = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$a = (0,337 \times 2,77 - 0,81 \times 0,03) \cdot 2,77 \times 0,15 \times 18,5$$

$$a = 6,9887162 \text{ MN.m} = 698871,62 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 607,34 + 197,19 (2,77 - 1,38) = 881,43 \text{ KN.m}$$

$$b = 197,19 (2,74 - 0,03) - 881,43 = -347,045 \text{ KN.m}$$

$a > b \Rightarrow$  donc la section est entièrement comprimée.

Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\bar{\sigma}_s = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 18,5 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$\mu = \frac{8814300}{18,5 \times 15 \times 274}$$

$$\mu = 0,011$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}) = 0,0138$$

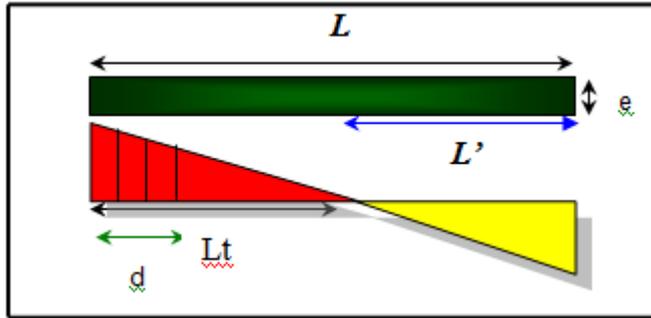
$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = (1 - 0,4 \times 0,0138) = 0,994$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{8814300}{18,5 \times 0,994 \times 274} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 1,74 - \frac{197,19}{100 \times 400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

### V.5.6.2 : Armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.



**Figure V.10.** Les contraintes dans le voile.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{197.19 \times 10^3}{150 \times 277} + \frac{6 \times 881.43 \times 10^6}{150 \times (2740)^2} = 4.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{197.19 \times 10^3}{150 \times 2770} - \frac{6 \times 881.43 \times 10^6}{150 \times (2770)^2} = -4.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 2.77 \cdot \frac{4.57}{|4.57| + 4.71} = 0.49 \text{ Cm}$$

$$L_c = L - 2l_t = 5 - 2 \times 0.49 = 4.02 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_c \times a = 0.002 \times 49 \times 15 = 1.47 \text{ cm}^2$$

### VI.5.6.3 : Le pourcentage minimum d'armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 277 = 6.23 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(6.23 ; 1.47)$

$$\text{Alors on prend } A = 6.23 \text{ cm}^2 \quad 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 2.77 - 2 \times 0.49 = 1.79 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times 179 = 2.68 \text{ cm}^2$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c \geq A_{\text{min}}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 6.79 + 2.68 = 16.26 \text{ m}^2 > 6.23 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Niveau	$A_{\text{tendue}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_c$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{tot}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min}}^g$ ( $\text{cm}^2$ )	condition	$A_{\text{adopt}}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	6.79	2.68	16.26	6.23	Vérifier	$A_{\text{tend}}=6\text{HA}12=6.79\text{cm}^2$ $A_c=8\text{HA}6=5.31$

Tableau .V.10 : Armatures des voiles

### V.5.6.4. L'espacement:

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 1.5 ; 30\text{ cm}) = \min(22.5 ; 30\text{ cm})$$

On prendre : **S=20cm**

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{15; 15\} \Rightarrow D = 10\text{cm}$$

On prendre : **D=10 cm**

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport RPA99.

### V.5.6.5. Choix d'armature:

- Dans la zone tendue :

$$A = 6.23 \text{ cm}^2 \text{ 6HA12}$$

### V.5.6.6. Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003).

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T=108.31 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 108310}{150 \times 2770} = 0.36 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

La contrainte limite est : = **0.2 f<sub>c28</sub> = 5 MPA** (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\tau_b = 0.36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

### V.5.6.7. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

### V.5.6.8. Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **Ac=4Ø10=3.14 cm<sup>2</sup>/ml**

### V.5.6.8.2 . Les Armatures Transversal :

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

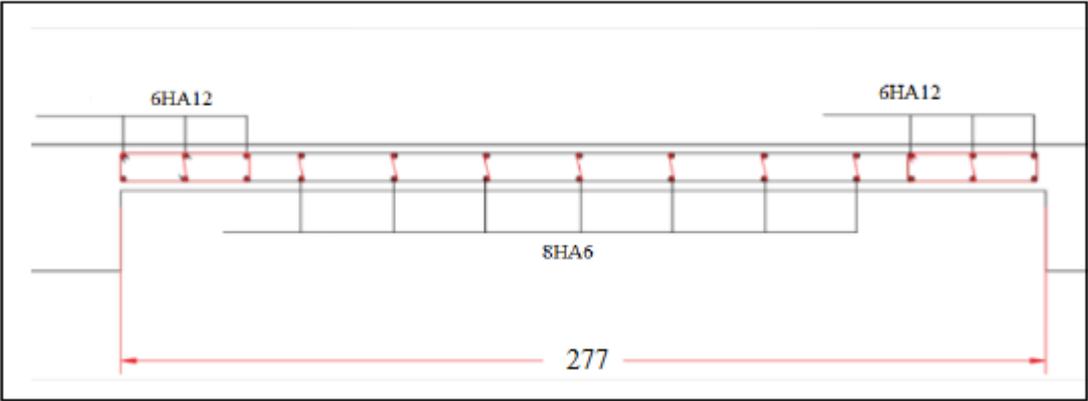
### V.5.6.8.3 .Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend»

Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2678.31 \times 10^3}{150 \times 2950} + \frac{6 \times 2489.92 \times 10^6}{150 \times (2950)^2} = 16.12 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

**VI.5.6.9. Ferrailage des voiles :**



**Figure V.11:** coupe de ferrailage du voile

# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### Chapitre VI:Etude de l'infrastructure

#### VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

#### VI.2 : Définition :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol (principalement les efforts de pesanteur). Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol ( $\sigma_{sol}$ ) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire et/ou essais in situ). On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150 Kg/m<sup>3</sup>.

#### VI.3 : Le 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 du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

##### VI.3.1 : Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

##### VI.3.2 : Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

---

- Semelle filante.
- Radier général.

### VI.3.3: Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

## VI.4 : Calcul des fondations :

### VI.4.1 : Etude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Sétif. Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible :  $Q=1.7$  bars pour l'ensemble du site.
- types de sol : classé dans la catégorie S3 (**sol meuble**)
- ancrage des fondations :  $D = 4.20m$
- ❖ Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

( $S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\%$ ).

### VI.4.2 : Calcul la section des semelles :

- **Surface total du bâtiment :**

$B_{\text{bâtiment}} = 235.82 \text{ m}^2$

- **La surface de la semelle est donnée par :**

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}}}$$

$S_{\text{semelle}}$ : La surface total de la semelle

$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars} = 17 \text{ T/m}^2$

➤ La somme des réactions des poteaux et voiles sont : **A L'ELS**

$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 3067.202 \text{ T}$

$N_T = N_{\text{ser}} + 10\% N_{\text{ser}} = 3373.92 \text{ T}$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{3067.202}{17} = 180.42 \text{ m}^2$$

### Vérification:

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{180.42}{235.82} = 0.7650$$

$76.5\% > 50\%$

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### VI.5 : Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

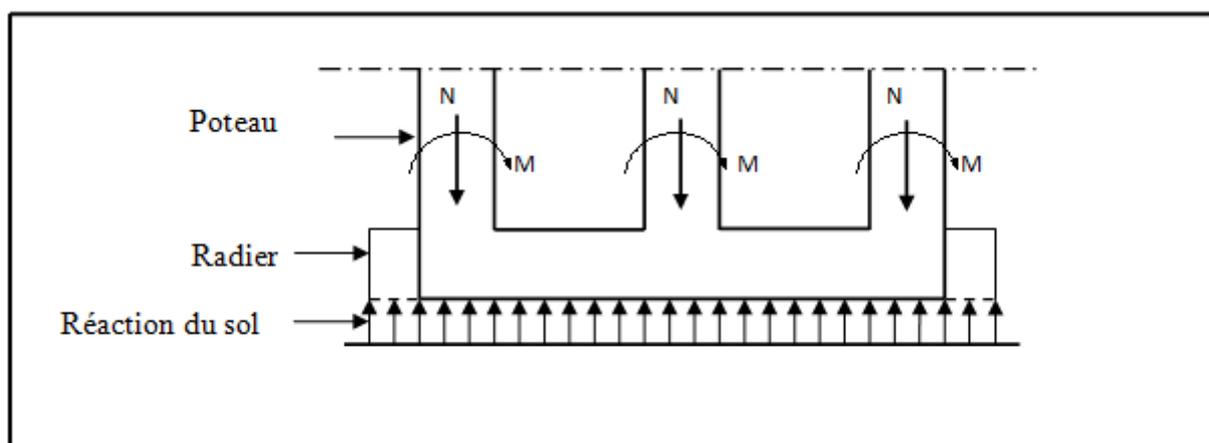


Figure VII.1 .Schéma du Radier

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

### VI.5.1 : Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) **Condition forfaitaire :**

- **La dalle :**  $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec  $L_{max}=5.00$  m (La longueur maximale entre nus des poteaux).

$$h \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

Donc :  **$h = 45$  cm**

- **La nervure :**

**Condition de coffrage** (largeur de la nervure) :  $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$h \geq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

Donc :  **$b=50$  cm**

b) **condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$ cm)

c) **Condition de la rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante :  $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

$L_{max}$  : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux

$L_e$  : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

**E** : module d'élasticité du béton  $E= 3216420$  t/m<sup>2</sup>

Avec : **I** : inertie d'une bande d'1 m de radier.  $I = \frac{bh^3}{12}$

**K** : Coefficient de raideur du sol ( $5\text{MPa} \leq K \leq 120\text{MPa}$ )

Nous optons pour  $K = 4000$ t/m pour un sol de densité moyenne

**b** : largeur du radier (bande de 1m).

$L_{max} = 5.0$ m

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5^4}{3216420 \times \pi^4}} = 1.55h \geq 1.60 \text{ m}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{4 E I}{K b}}$$

$$I \geq \frac{0.70 \times 1^3}{12} = 0.0285\text{m}^4$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0285}{4000 \times 1}} = 4.50 > \frac{2}{\pi} \times 5.00 = 3.18\text{m} \dots \dots \text{ (C. V)}$$

### **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Nervure :  $h = 70\text{cm}$

Dalle :  $h = 45\text{ cm e}$

Largeur de la nervure :  $b = 50\text{ cm}$

### **VI.5.2. Calcul de surface minimale du radier :**

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$S'$  : la surface final du radier.

$S$  : surface totale du bâtiment

$D$  : débordement

$L_x$ : longueur en plan (19.97 m)

$L_y$ : largeur en plan (12.5m)

#### ➤ **Calcul de débordement D:**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{ cm})$ . Où:  $h_r = 70\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35; 30\text{ cm})$ .

On prend :

$D = 0.5\text{ m}$  ; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 235.42 + 0.5 \times 2 (19.97 + 12.5) = \mathbf{280.86\text{m}^2}$$

#### ➤ **Poids du radier :**

$$G = (280.86 \times 0.70 \times 2.5) = 491.505\text{t}$$

#### ➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 2980.847 + 1.35 (491.505) = \mathbf{3644.378\text{ T}}$$

## CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure

$$N_s = 2614.672 + 491.505 = 3106.177T$$

### VI.5.3 : Vérifications diverses :

#### VI.5.3.1 : Vérification au poinçonnement :

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement** : BAEL 91 (Article 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \frac{L_x}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{3644.378 \times 1}{280.86} \times \frac{5.00}{2} = 32.44t$$

$$\tau_u = \frac{32.44 \times 10^3}{10^3 \times 405} = 0.080MPa \leq \tau_u = 2.5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) **vérification pour les poteaux** :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :  
**(Article A.5.2.42) BAEL 91.**

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec

$N_u$  : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante  
**244.064T.**

$\mu_x$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_x = 2(a + b + 2hr)$$

$$\mu_x = 2(0.5 + 0.55 + 2 \times 0.7) = 4.9 \text{ m.}$$

$h$  : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad N_u = 244 \times 4.9 \times 0.7 \times 2500 / 1.5 = 257.25 T$$

$N_u = 244.064T \leq 257.25 T$  ..... (Condition vérifié)

c) **vérification pour les voiles**:

Il faut vérifier que :

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

---

Avec :

Nu : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 140.910 \text{ T.}$$

$$\mu_x = 2(a + b + 2hr)$$

$$\mu_x = 2(2.95 + 0.15 + 2 \times 0.7) = 9 \text{ m.}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b N_u \leq 0.045 \times 9 \times 0.7 \times 2500 / 1.5 = 472.5 \text{ T}$$

$$N_u = 140.910 \text{ T} \leq 472.5 \text{ T} \dots\dots (\text{Condition vérifié})$$

### VI.5.3.2 : Vérification de la stabilité du radier:

#### ❖ Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

**W**: poids total du bâtiment à la base du radier.

**$\alpha$** : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ ).

**$\gamma$** : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$ ).

**h**: profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.8 \text{ m}$ ).

**S**: surface de radier ( $S = 280.86 \text{ m}^2$ ).

$$W = N_u = 3336.239 \text{ T}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1.5 \times 10 \times 1.8 \times 280.86 = 2106.45 \text{ T}$$

$$W = 3336.239 \text{ T} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 2106.45 \text{ T}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

### VI.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier:

#### ➤ Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 9.98 \text{ m}$$

$$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 6.54 \text{ m}$$

#### ➤ Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{12.5 \times 19.97^3}{12} = 8295.88 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{19.97 \times 12.5^3}{12} = 3250.32 \text{ m}^4$$

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

### VI.5.5. Vérification de stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

#### VI.5.5.1. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Lx(m)	Ly(m)	N <sub>total</sub> (T)	M <sub>X</sub> (T.m)	M <sub>Y</sub> (T.m)
19.97	12.5	2368.623	27.396	369.311

Tableau.VII.1. résumé le résultat de effort et moment pour (0.8G± E).

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N <sub>total</sub> (T)	2368.623	2368.623
M(T.m)	101.238	74.598
E(m)	0.0427	0.0314
L/4(m)	4.99	3.125
Condition	Vérifier	Vérifier

Tableau VII.2. Résultats de calcul de la stabilité du radier.

### VI.5.5.2. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1.5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I}$$

$N_T(T)$	$M_X(T.m)$	$M_Y(T.m)$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$I_{X-X}(m^4)$	$I_{Y-Y}(m^4)$	$S_{radier}(m^2)$
3336.239	127.810	80.905	9.98	6.58	8295.88	3250.32	280.86

Tableau.VII.3. résumé le résultat de effort et moment pour (G+Q± E).

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
$N_T(T)$	3336.239	3336.239
$M (T.m)$	127.810	80.905
$\sigma_{max}(MPa)$	12.03	12.04
$\sigma_{min}(MPa)$	11.72	11.71
$\sigma_{moy}(MPa)$	11.95	11.95
$\overline{\sigma_{sol}}(MPa)$	25.5	25.5
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau VII.4. Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.

### VI.5.6.Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport

#### VII .5.6.1. Méthodes de calcul :

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

Tel que :

$\mu_x$  ;  $\mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tableau VII.5. Résultats de Méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant **préjudiciable**.

#### VI.5.5.2. Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ $q_u = 3644.378 / 280.86$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$ $q_{ser} = 3106.177 / 280.86$
$q_u = 12.97 T/m^2$	$q_{ser} = 11.05 T/m^2$

Tableau.VII 6. Moments fléchissant dans le radier.

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

### VI.5.6.3. Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive :  $(4.5 \times 5.00) \text{ m}^2$ .

➤ **L'ELU:**

$$v = 0 \quad ; q_u = 129.7 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 4.5/5.00 = 0.90 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0456$$

$$\mu_y = 0.7834$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0456 \times 129.7 \times (4.5)^2 = 119.76 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow 0.7834 \times 119.76 = 93.81 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x \Rightarrow 0.75 \times 119.76 = 89.82 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y \Rightarrow 0.75 \times 93.81 = 70.35 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \Rightarrow 0.5 \times 119.76 = 59.88 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad , \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\emptyset \leq \frac{450}{10} = 45 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 45 - 3 - \frac{4.5}{2} = 39.75 \text{ cm.} ;$$

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x}{2} - \frac{\emptyset_y}{2} = 39.75 - \frac{4.5}{2} - \frac{4.5}{2} = 35.25 \text{ cm}$$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 39.75 \times 2.1 / 400 = 4.79 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

✓ Sens- y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 35.25 \times 2.1 / 400 = 4.01 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 45 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (N ×m)	59.88	89.82	59.88	70.35
$\mu$	0.026	0.042	0.033	0.039
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
$\alpha$	0.032	0.053	0.042	0.049
$\beta$	0.987	0.978	0.983	0.980
$\sigma_s$ (MPa)	348			
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.74	2.63	1.75	2.06
$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4.79	4.79	4.01	4.01
Choix des barres/ml				
$A_{s \text{corres}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)				
Espacement (cm)				

Tableau.VII.7. Ferrailage de radier à l'ELU.

### ➤ L'ELS:

$$v = 0.2 ; q_s = 110.5 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 4.5/5 = 0.90 > 0.4$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91( Art 4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{array} \right\}$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 110.5 \times (4.5)^2 = 118.146 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow 0.850 \times 118.146 = 100.424 \text{ KN.m/ml.}$$

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

$$M_{ix} = 0.75 M_x M_{ix} = 0.75 \times 118.146 = 88.60 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{iy} = 0.75 M_y M_{iy} = 0.75 \times 100.424 = 75.318 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 118.146 = 59.073 \text{ KN.m/ml.}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mser (KN.m)	59.073	88.60	59.073	75.318
$\mu$	0.026	0.039	0.033	0.042
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc}$ (MPa)	15			
$\alpha$	0.033	0.049	0.041	0.053
$\beta$	0.986	0.980	0.983	0.978
$\sigma_{st}$ (MPa)	201.63			
As (cm <sup>2</sup> /ml)	2.97	4.48	2.98	3.81
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	4.79	4.79	4.01	4.01
choix des barres/ml	<b>6HA14</b>	<b>9HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>9HA14</b>
As <sub>corr</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)				
Espacement cm				

Tableau.VII.8. Ferrailage de radier à l'ELS.

### -Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1) p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{129.7 \times 4.5 \times 5}{2(4.5) + 5} = 208.446 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{208.446 \times 10^3}{1000 \times 405} = 0.514 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.514 < [\tau_u] = 2.5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

### • Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.50 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

$$h = 0.45\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

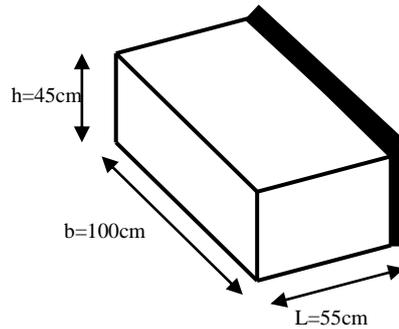


Figure. VII.2. Schéma de radier.

### ✓ Présentation schématique :

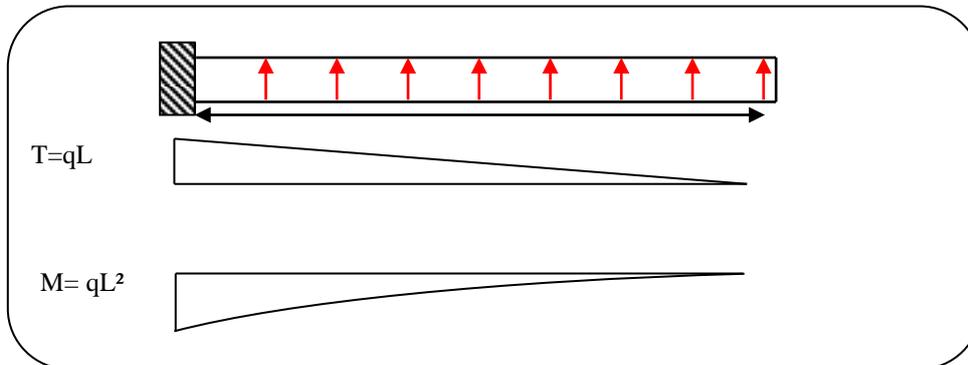


Figure.VII.3. schéma isostatique et sollicitations de les débords.

### ➤ L'ELU :

$$M_{max} = q_u \times \frac{L^2}{2} = 129.7 \times \frac{0.55^2}{2} = 19.61 \text{ KN.m}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm (BAEL91 . A. 7. 2. 1)}$$

$$C \geq 3 + \frac{4.5}{2} = 5.25 \text{ cm}$$

Donc on adopte :  $C = 5.5 \text{ cm} \rightarrow h_{eff} = 45 - 5.5 = 39.5 \text{ cm}$ .

### ➤ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{max} = q_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 110.5 \times \frac{0.55^2}{2} = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$A_{max}^{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 45 \times 100 = 11.25 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

	(N)	$\alpha$	$\beta$	As(cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
ELU	19.61	0.011	0.99	1.39	11.25	5.43	<b>6HA16=12.06</b>
ELS	16.71	0.0094	0.99	0.83	11.25	5.43	<b>6HA16=12.06</b>

**Tableau.VII.9. Ferrailage de débords.**

$$A_s = \max (A_{BAEL}, A_{Sser}, A_{Smin}).$$

$$\text{Donc : } A_s = 11,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit A=12,06= 6HA16 /ml avec un espacement 16 cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit A=3,14cm<sup>2</sup>= 4HA10 avec un espacement 12 cm

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 129.7 \times 0.55 = 71.335 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{71335}{395 \times 1000} = 0.180$$

$$\tau_u = 0.180 < \bar{\tau}_u = 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Note:** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

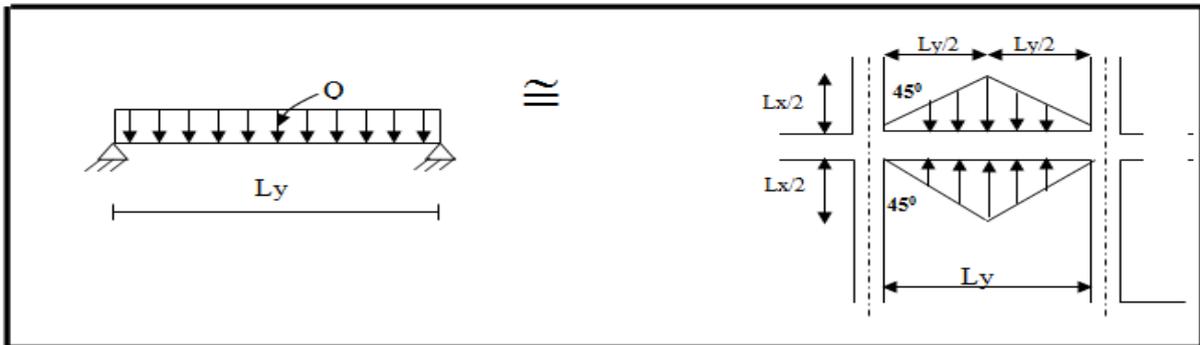
**VI.6. Les sollicitations sur les nervures :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en des lignes de ruptures.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des fonction charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charge triangulaire :**

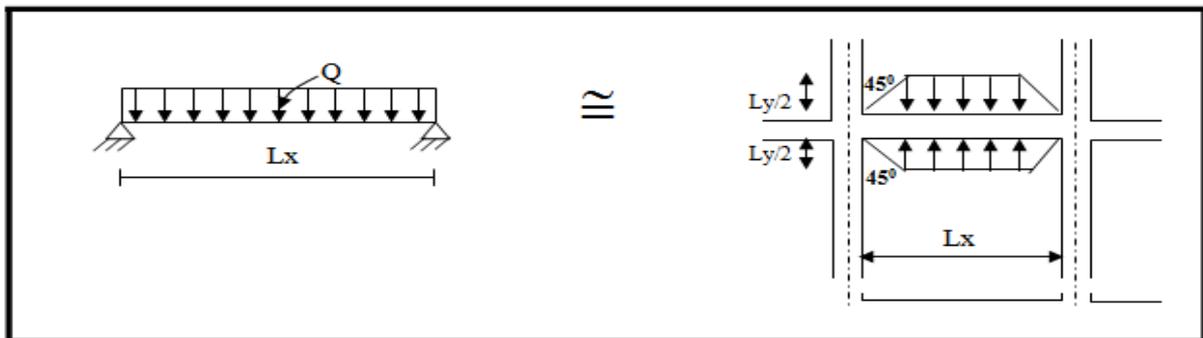


**Figure VII.4. Répartition des charges triangulaires sur les nervures.**

$$P = \frac{q_u l_y}{4}$$

Avec Q' charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

➤ **Charge trapézoïdale :**



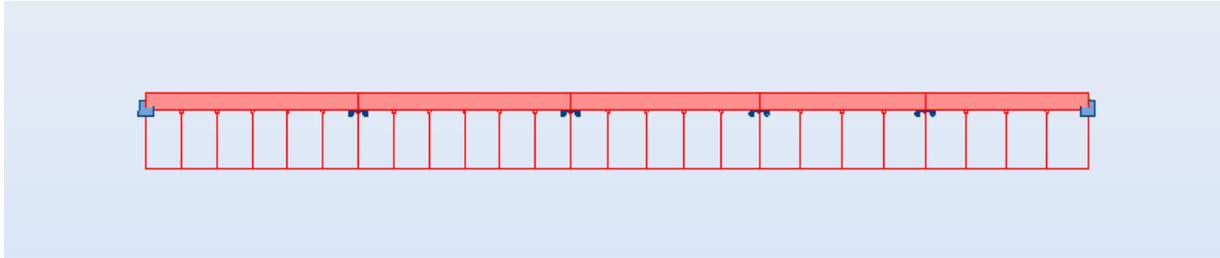
**Figure VII.5. Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures.**

$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u l_x}{2}$  Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale, On  $\rho = 0.8$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 192.06 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 140.42 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

**VII.6.1. Calcul des sollicitations :**

Sens (x-x) :

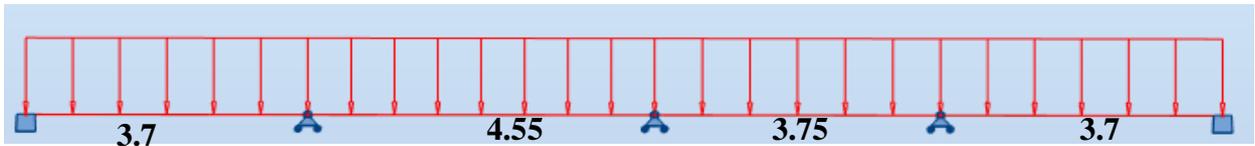


**Fig.VII.6.Schéma statique de la nervure sens (x-x).**

P(KN/m)	4.5
ELU	399.35
ELS	175.58

**Tableau.VII.10. Sollicitation sur les nervures sens (x-x).**

Sens (y-y) :



**Fig.VII.7.Schéma statique de la nervure sens (y-y).**

P(KN/m)	5
ELU	601.20
ELS	278.54

**Tableau.VII.11. Sollicitation sur les nervures sens (y-y).**

### VI.6.2. Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.

➤ A L'ELU:

•Sens (x-x) :

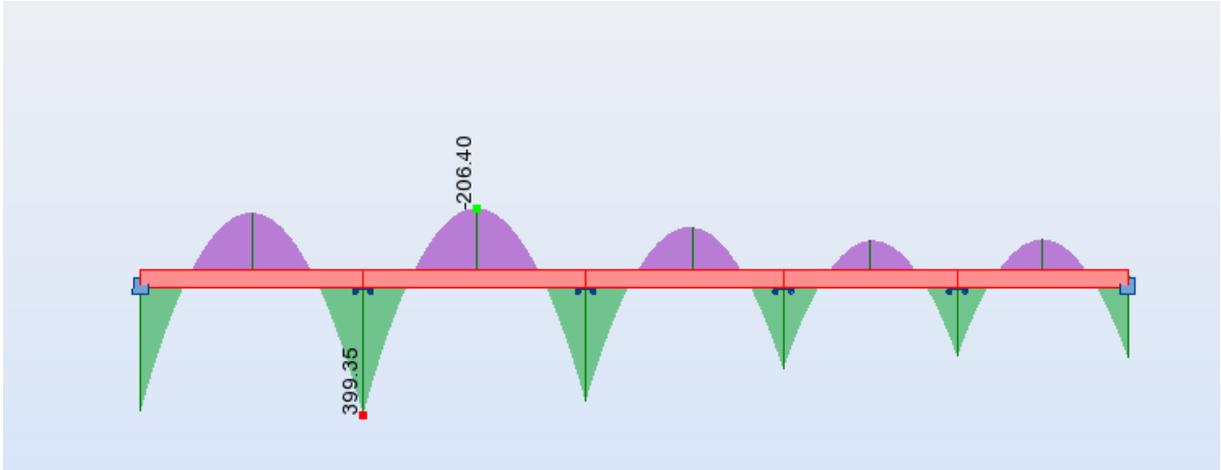


Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant(x-x).

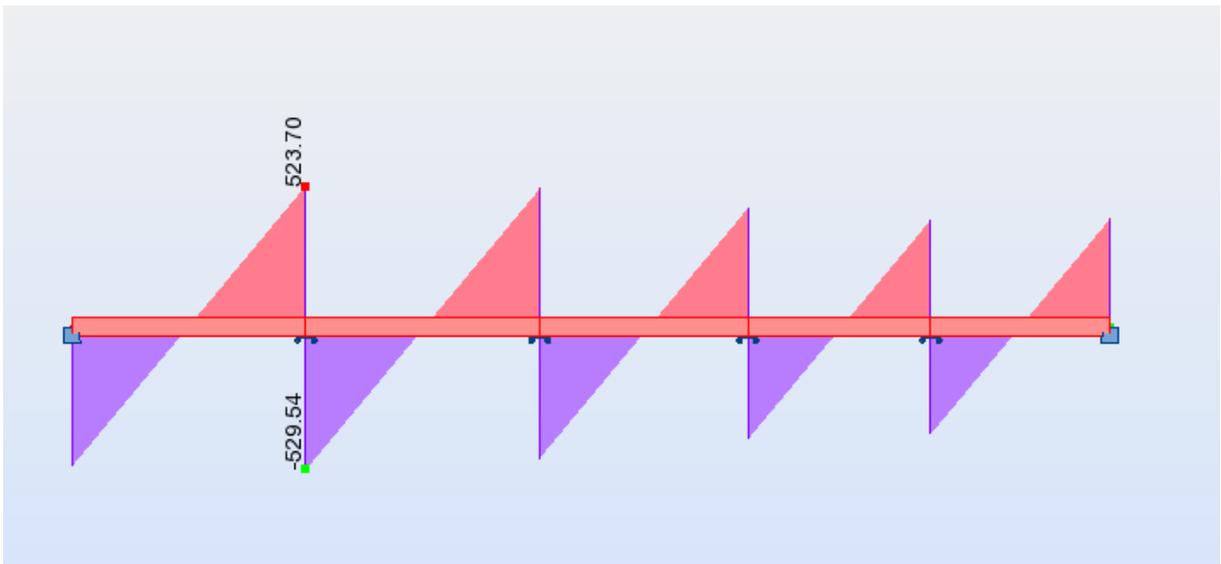


Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchant(x-x).

•Sens (y-y) :

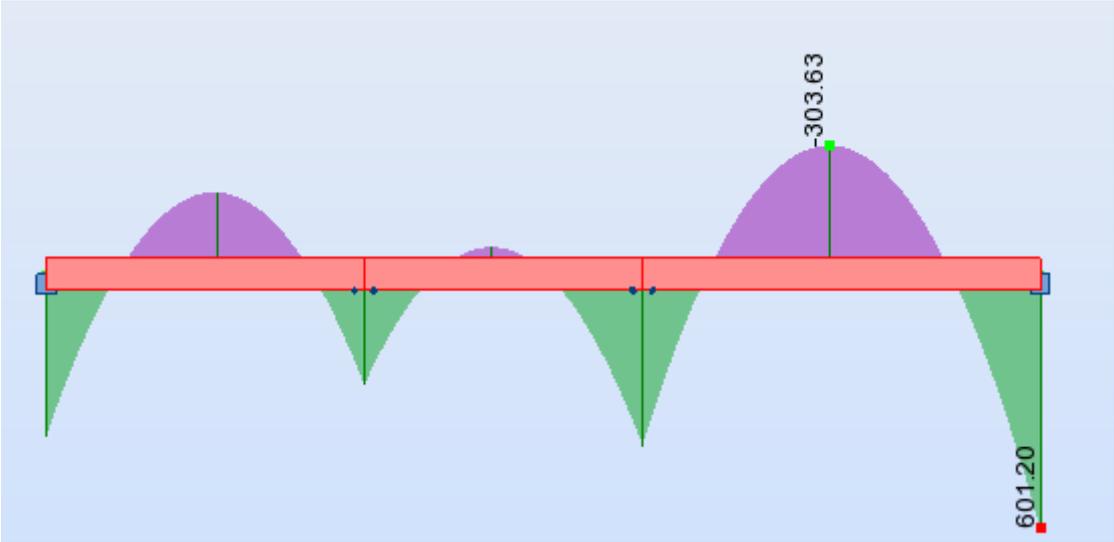


Figure VII.10. Diagramme des moments fléchissant (y-y).

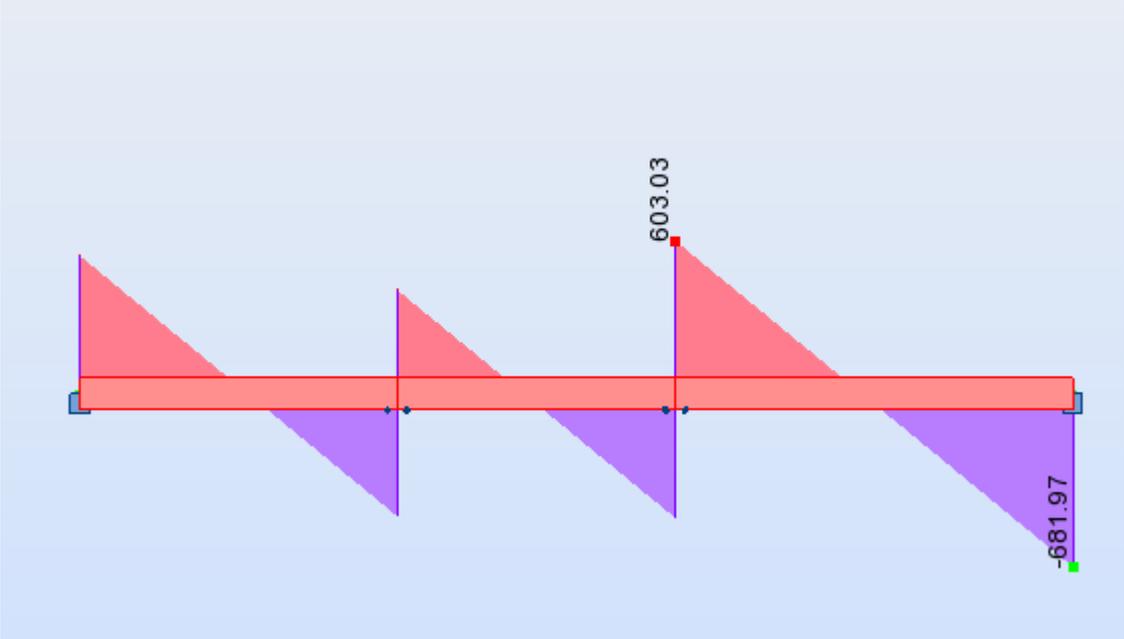


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchant (y-y).

➤ A L'ELS :

•Sens (x-x) :

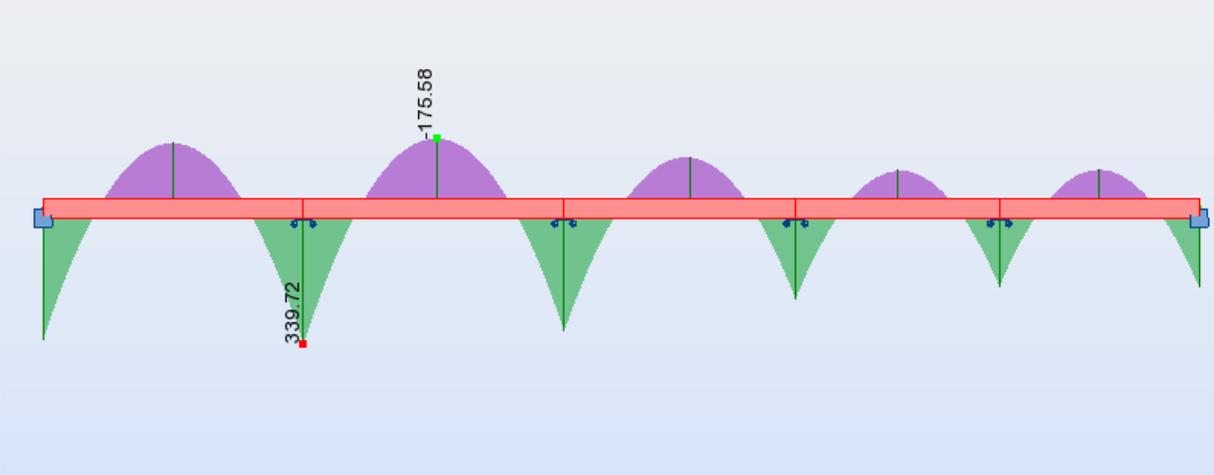


Figure VII.12. Diagramme des moments fléchissant(x-x).

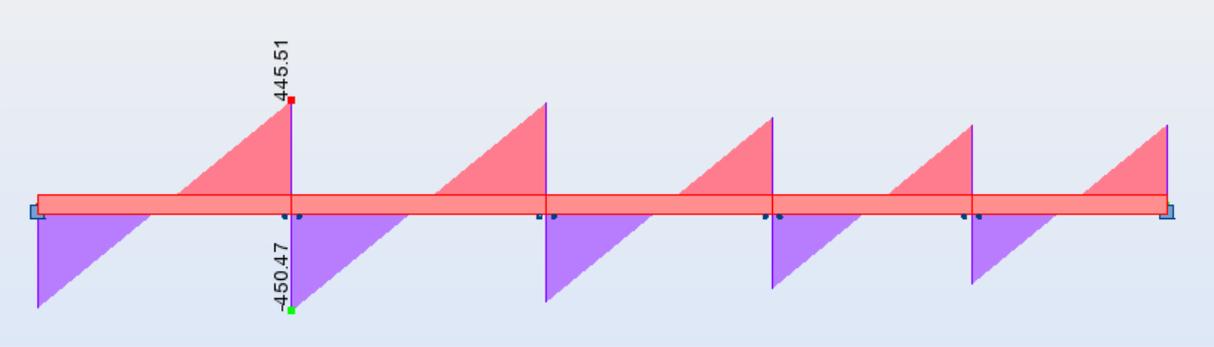


Figure VII.13. Diagramme des efforts tranchant(x-x)

•Sens (y-y) :

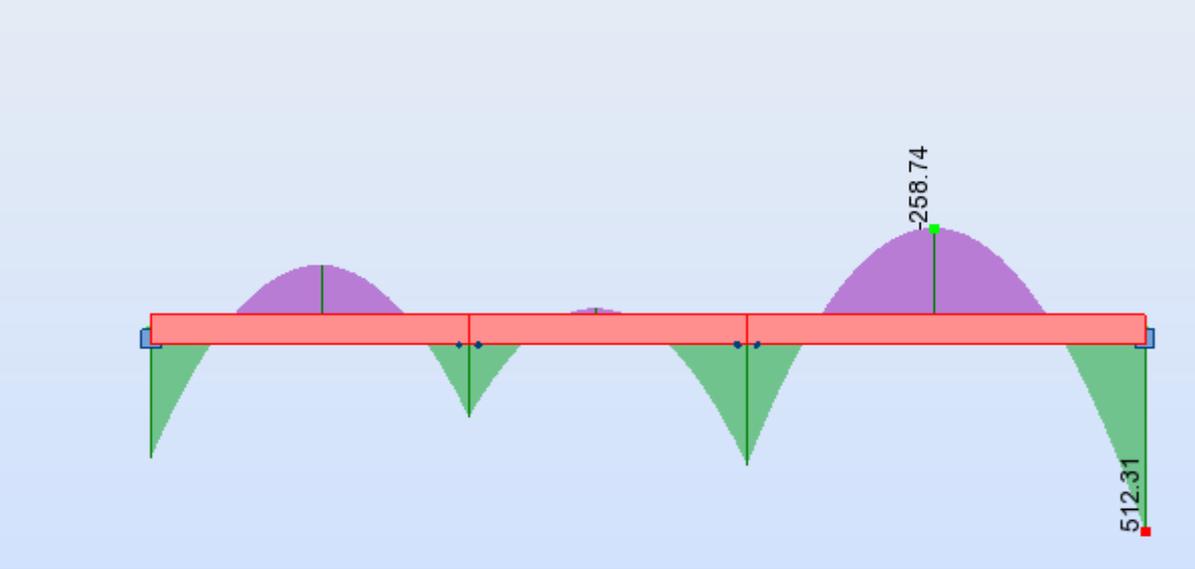


Figure VII.14. Diagramme des moments fléchissant (y-y).

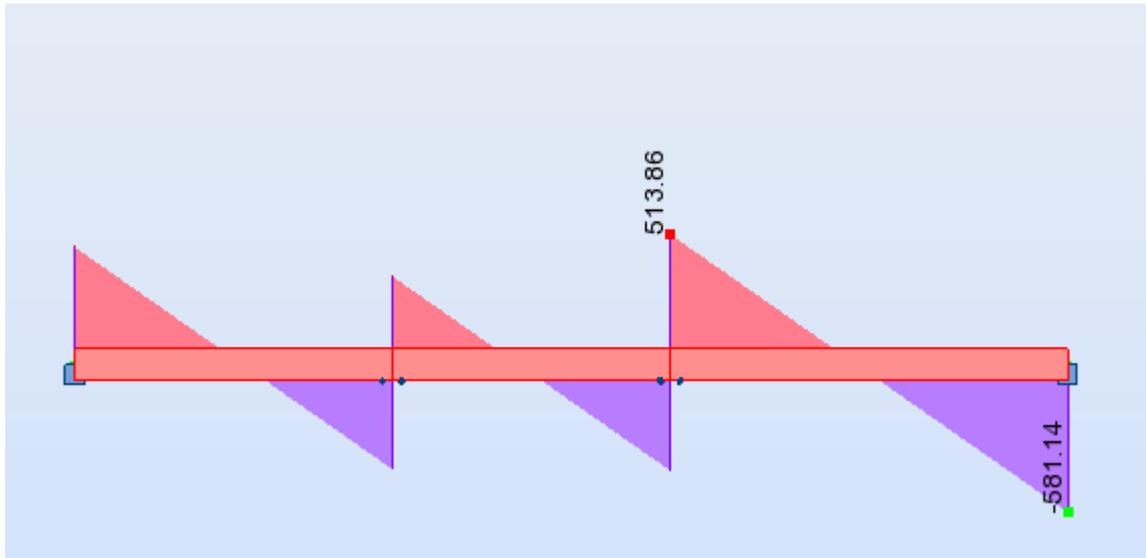


Figure VII.15. Diagramme des efforts tranchant (y-y)

### VI.6.3. Calcul du ferrailage :

a) L'enrobage :

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{70}{10} = 7 \text{ cm (BAEL91 . A. 7. 2. 1)}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} = 1 + \frac{7}{2} = 4.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :  $C = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_{\text{eff}} = 70 - 45 = 65 \text{ cm}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$

b) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 15 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

### 1) A L'ELU :

#### ➤Sens (x-x) :

	M(KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )
Travée	206.40	0.068	0.392	0.089	0.964	9.46
appuis	399.35	0.133	0.392	0.179	0.928	19.02

Tableau .VII.12. Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELU.

#### ➤Sens (y-y) :

	M(KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )
Travée	303.63	0.098	0.392	0.129	0.948	14.15
appuis	601.20	0.194	0.392	0.273	0.890	29.84

Tableau.VII.13. Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELU.

### 2) A L'ELS :

#### ➤Sens (x-x) :

	M(KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )
Travée	175.58	0.055	0.392	0.071	0.971	13.79
appuis	339.72	0.107	0.392	0.142	0.943	27.48

Tableau .VII.14. Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELS.

#### ➤Sens (y-y) :

	M(KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )
Travée	258.74	0.081	0.392	0.106	0.957	20.62
appuis	512.31	0.161	0.392	0.221	0.911	42.90

Tableau.VII.15. Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELS.

✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 3.92 \text{ cm}^2$$

✓ Le pourcentage minimal d'armature : BAEL91 (Article B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 50 \times 70 = 3.5 \text{ cm}^2$$

✓ section minimale de RPA 2003:

$$A_{RPa} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 50 \times 70 = 17.5 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

➤Sens (x-x) :

	$A_U(\text{cm}^2)$	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{min}^{BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}^{RPa}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{max}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopt}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	9.46	13.79	3.5	3.92	17.5	17.5	4HA25=19.63
Appuis	19.02	27.48	3.5	3.92	17.5	27.48	4HA20+6HA20 =31.42

Tableau VII.16. Tableau récapitulatif des résultats sens (x-x)

➤Sens (y-y) :

	$A_U(\text{cm}^2)$	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{min}^{BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}^{RPa}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{max}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopt}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	14.5	20.62	3.5	3.92	17.5	20.62	4HA12+6HA20 =23.37
Appuis	29.84	42.90	3.5	3.92	17.5	42.90	6HA20+6HA25 =48.3

Tableau .VII.17. Tableau récapitulatif des résultats sens (y-y)

### VI.6.4. État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ Condition vérifiée } \frac{70}{4.5} > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M}{10M_0} \text{ Condition vérifiée } \frac{70}{4.55} > \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \longrightarrow$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Sens (X-X): 0.0105 > 0.00966..... Condition Vérifiée.

Sens (Y-Y): 0.0105 > 0.00757..... Condition Vérifiée.

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

### VI.6.5.Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1)

$$v_u^{max} = 603.03 \text{ KN}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u^{max} = \frac{603030}{500 \times 650} = 1.85 \text{ MPa} > 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Selon BAEL les armatures transversales sont nécessaires, et il faut disposer des cadres des armatures minimales.

### VI.6.6. Armatures minimales :

✓ Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right) = (20; 50; 10) \rightarrow \text{on prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

✓ Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement des armatures transversales

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right) \Leftrightarrow \min(17.5; 24; 30) S_t \leq 17.5 \text{ cm} \Rightarrow$$

• En zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} S_t \Leftrightarrow S_t \leq 35 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm En zone nodale}$$

$$S'_t = 20 \text{ cm En zone courante}$$

• La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 h = 140 \text{ cm.}$$

• La quantité des armatures transversales : BAEL 91 (Article .A.5.1)

## CHAPITRE IV :Etude de l'infrastructure

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e}$$

- Détermination des armatures transversales :(B.A.E.L. A.5.1, 23)

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e}$$

$$A_t \geq \frac{1.15(1.85 - 0.3 \times 2.1) \times 15 \times 50}{0.9 \times 400} \rightarrow A_t \geq 2.92 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t; A_t^{RPa}; A_t^{BAEL}) = \max(2.92; 1.5; 1) = 2.92 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

### VI.7. Présentation du ferrailage :

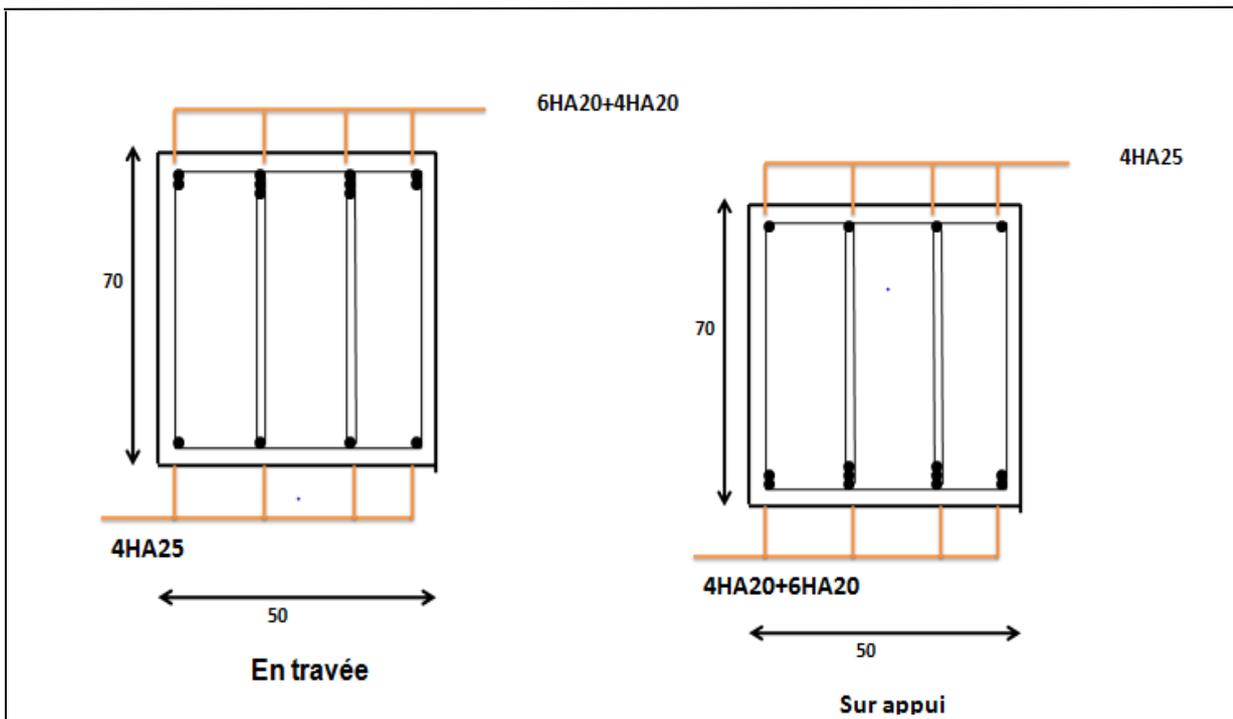


Figure.VII.16. Ferrailage des nervures (sens x-x).

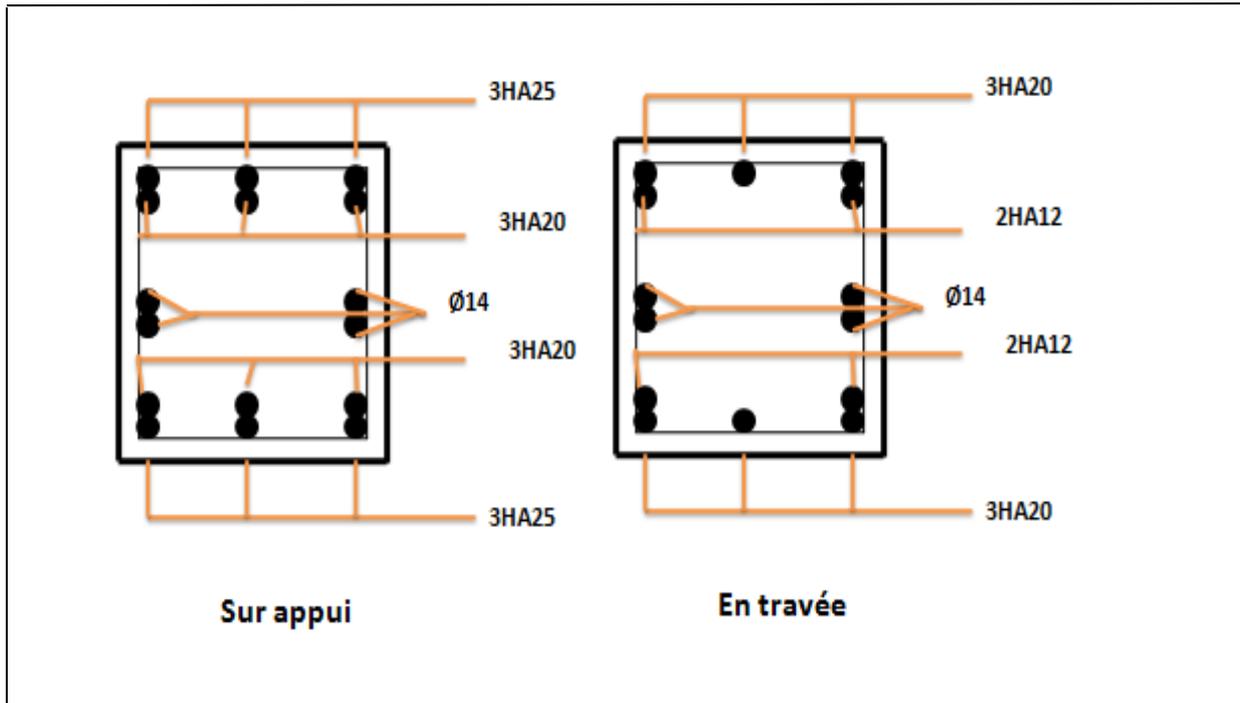


Figure.VII.17. Ferrailage des nervures (sens y-y).

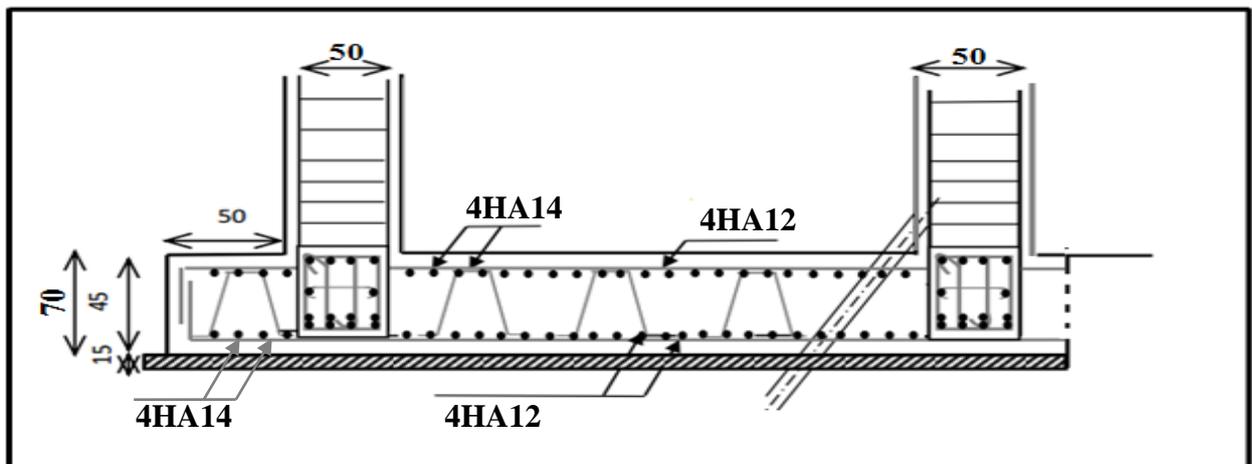


Figure.VII.18. Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures.