



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR (Sous-sol+R+10)
EN BETON ARME**

Présenté par :

1. CHOUARFIA HADJ CHAREF

2. LAKEL KARIM

Soutenu le 31/ 08/ 2020 devant le jury composé de :

Président : M^{me} DJILALI NASSIRA

Examineur : Mr BOURDIM SIDI MOHAMED EL AMINE

Encadreur : Mr SABEUR BENDHIBA

Année Universitaire : 2019 / 2020

Dédicace

Nous dédions notre modeste travail a :

Nos parents sans eux nous n'aurions pas aboutis à ce stade d'étude, que dieu puisse nous aider à les honorer, les servir et les combler.

Tout les membres de la famille CHOUARFIA HADJ CHAREF, LAKEL tous nos amis et à tous nos camarades en 2^{ème} année master génie civil promo 2020.

Remerciements

Nous tenons à remercier notre encadreur Mr SABEUR BENDHIBA pour son aide et ces conseils judicieux durant ce travail

Nos vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Notre gratitude et nos chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de département génie civil.

En fin, nous remercions tous ceux et celles qui nous ont aidés de loin ou de près pour l'élaboration de ce modeste travail.

Résumé

هذا المشروع عبارة عن دراسة للمبنى السكني والتجاري يتكون من عشرة طوابق مع الخرسانة المسلحة التربة، تم التطرق RPA-99 /version 2003، وفقا zone IIa وتقع في حشم في ولاية مستغانم.

تم تصنيف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية لبعض التجارب المنجزة من أجل دراسة التربة المخصص لغرس البناءات وكذا تحليل نتائجها واستنتاج الخصائص الجيوتقنية لهذه الأرضية. تم اعتماد هيكل مضاد للزلازل محقق بواسطة جدران حاملة من الخرسانة المسلحة، أما الحمولات العمودية يتم تحملها تشاركيا بين الجدران والأعمدة والروافد مع تحقي نسبة تفوق 20 % من الحمولة العمودية للجدران. تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21ماي 2003

Résumé

Le présent mémoire est une étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial R+10 avec sous sols, implanté à HACHEM dans la wilaya de Mostaganem classée en zone sismique IIa, selon le règlement parasismique Algérien RPA99 /version 2003.

Quelques essais ont été illustrés dans cette études pour la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise y compris la contrainte admissible et la profondeur minimale d'ancrage des fondations.

Les contreventements sont assurés par des voiles porteur, et les charges verticales portés conjointement par les voiles et les portiques avec un minimum de 20 % pour les voiles.

Le dimensionnement, les armatures et les dosages de béton sont calculés selon le règlement RPA99 version 2003 le code CBA 93.

Résumé

Abstract This thesis is a study of a residential and commercial building R + 10 WITH SOIL reinforced concrete, they are located in HACHEM in the wilaya of MOSTAGANEM.

This region is classified in seismic zone IIa, according to RPA-99 / version 2003. A few tests have been introduced in this study for the determination of the characteristics of the subgrade including permissible stress and depth of anchorage. Bracing is provided by load-bearing sails, and vertical loads carried jointly by sails and gantries with a minimum of 20% for sails. Sizing, reinforcement and concrete dosing are obtained from RPA 99 version 2003, and CBA 93.

Sommaire

CHAPITRE I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. But.....	2
I.4. Choix d'une structure	2
I.5. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	2
a. Dimension en plan.....	2
b. Dimension en élévation.....	2
I.6. Caractéristiques géométriques du sol.....	2
I.7. Les charges.....	2
I.8. Conception de la structure.....	3
I.9. Conception de la structure.....	4
I.10. Actions et sollicitations	10

CHAPITRE II : Prédimensionnement et descente de charge

II.1. Introduction.....	12
II .2. Prédimensionnement des poutres	12
II .2.1 Pré dimensionnement des poutres	12
II .2.1.1 Poutres principales.....	12
II .2.1.2 Poutres secondaires	13
II .2.1.3 Calcul du poids total des poutres	13
II .2.1.4 Poutrelle	13
II .3. Pré dimensionnement des planchers	14
II .3.1 Introduction	14
II .3.2 Épaisseurs des planchers à corps creux	14
II .4. Plancher à dalle pleine.....	15
II .5. Descente de charges	16
II .6. Pré dimensionnement des poteaux	19
II .7. Pré dimensionnement des voiles.....	25

Chapitre III : Étude de planchers

III.1. Introduction.....	28
III .2. Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher	28
III .3. Étude de plancher	28
III .3.1 Plancher à corps creux.....	29
III.a. Détermination des dimensions des poutrelles.....	29
III.b. Ferrailage de la dalle de compression.....	30
III.c. Armatures perpendiculaires aux nervures.....	31

III.d. Armatures parallèles aux nervures.....	31
III .3.2 Etude des poutrelles	32
III .a. Méthode forfaitaire	32
III .b. Méthode de Caquot	34
III .3.3 Type des poutrelles.....	35
III .3.4 Méthode de calcul.....	36
III .3.5 Détermination des armatures	46
III .3.6 Calcul des armatures transversales	48
III .3.7 Vérification de la flèche	50
III .3.8 Dessin de ferrailage	53
III .4. Plancher à dalle pleine	54
III .4.1 Méthode de calcul :.....	54
III .4.2 Évaluation des charges et combinaisons fondamentales.....	55
III .4.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	58
III .4.4 Vérification des contraintes de cisaillement.....	61

CHAPITRE IV : Étude des éléments non structuraux

IV.1. Étude des escaliers.....	63
IV.1.1 Définition	63
IV.1.2 Éléments constitutifs.....	64
IV.1.3 Pré-dimensionnement RDC	65
IV.1.4 Prédimensionnement étage courant	66
IV.1.5 Descente de charges	67
IV.1.6 Calcul du ferrailage volée (1) (3)	68
IV.1.7 Calcul du ferrailage volée (2)	72
IV.2. Etude de l'acrotère	76
IV.2.1 Définition	76
IV.2.2 Calcul du ferrailage	76
IV.2.3 Dessin de ferrailage	81
IV.3. Etude de l'ascenseur :	81
IV.3.1 Définition.....	81
IV.3.2 Etude de l'ascenseur	81
IV.3.3 Descente de charges	83
IV.3.4 Etude du plancher	86
IV.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	91

IV.3.6 Vérification des contraintes de cisaillement	95
IV.3.7 Vérification de la flèche	95

Chapitre VI : Étude sismique

VI .1. Introduction	96
VI .2. Objectif de l'étude dynamique	96
VI .3. Méthode statique équivalente	97
VI .4. Vérification de la période.....	102
VI .5. Nombre de modes à considérer	102
VI .6. Effets de la torsion accidentelle	102
VI .7. Vérification de la force sismique.....	103
V.8. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	104
VI .9. Calcul et vérification des déplacements	105
VI .10. Justification vis-à-vis de l'effet P-	105
VI .11. Distribution des forces Horizontales des forces sismiques.....	107

CHAPITRE VI : Etude des Portiques

VI .1. Introduction	109
VI .2. Définition.....	109
VI .3. Ferrailage des Portiques	109
VI .4. Ferrailage des poteaux	119

CHAPITRE VII : Etude des voiles

VII.1. Introduction	133
VII.2. Voiles de Contreventement	133
VII.3. Voiles de d'ascenseur	141

CHAPITRE VIII : Etude des fondations

VIII .1. voiles périphériques	147
VIII .2. Étude des fondations	156
VIII .3. ETUDE DU Radier.....	158
VIII .5. Ferrailage du débordement	171
VIII .6. Ferrailage des poutres	172

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	08
Tableau. I.2 : Matériaux de construction.....	10
Tableau. I.3 : Combinaison d'action dans le cas d'un bâtiment courant.....	11

CHAPITRE II : prédimensionnement

Tableau II.1 charge permanente de plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.2 : charge permanente de plancher étage courant.....	17
Tableau II.3 : charge permanente de plancher RDC.....	18
Tableau II.4 : Distribution et dégression des charges.....	23
Tableau II.5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)	24
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	25

CHAPITRE III : Etude de planchers

Tableau III.1 : Tableau de combinaison d'actions.....	35
Tableau III.2 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U.....	39
Tableau III.3 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.S.....	40
Tableau III 4 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en appuie (type1).....	41
Tableau III5 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en travée (type1).....	41
Tableau III.6 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U.....	42
Tableau III.7 : Calcul des moments fléchissant à l'E.L.S.....	43
Tableau III.8 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en appuie (type2).....	43
Tableau III.9 : Tableau récapitulatifs de différents moments en travée (type2).....	43
Tableau III.10 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en appuie (type3).....	45
Tableau III.11 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en travée (type3).....	46
Tableau III.12: Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux.....	46
Tableau.III.13 : Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y [art 2.1.2/ BAEL91].....	57

Tableau.III.14 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	57
--	----

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Les efforts agissent sur le Volée (1) (3) du RDC.....	69
Tableau V.2 : caractéristiques des câbles.....	85
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des résultats.....	89
Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	91

CHAPITRE V : Etude sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités $q P$ (Tab.4.4 du RPA99 V2003)	100
Tableau V.2: période et facteur de participation massique.....	102
Tableau V.3 : représente les caractéristiques massiques.....	103
Tableau V.4 : le poids total de la structure.....	103
Tableau V.5: les forces sismiques.....	104
Tableau V.5 : Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher.....	105
Tableau V.6: effort tranchant.....	106
Tableau IV.7 : Effort Tranchant de chaque plancher.....	107
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort $p-\Delta$	108

CHAPITRE VI : Etude des Portiques

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	113
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	117
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	117
Tableau VI.5 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	119
Tableau.VI. 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	124
Tableau VI. 7 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.....	130

CHAPITRE VII : Etude des voiles

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions.....	136
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	136
Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des coefficients.....	136
Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif des contraintes appliquées sur le voile.....	137

Tableau VII.5 : Tableau de calcul du moment M 1 et effort normale N 1.....	138
Tableau VII.6: Tableau des armatures minimales par le RPA99, V2003.....	139
Tableau VII.7 : Tableau des armatures minimales exigées par Le RPA99, V2003.....	139
Tableau VII.8 : Tableau des armatures.....	139
Tableau VII.9 : Tableau de la section d'armature adoptée.....	139
Tableau VII.10 : Tableau des espacements des armatures.....	140
Tableau VII.11 : Tableau de la longueur de recouvrement.....	140

CHAPITRE VIII : Etude des fondations

Tableau VIII.1: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	150
Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des combinaisons des sollicitations.....	150
Tableau VIII.3 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.....	155
Tableau. VII. 4 : Dimensions des poutres.....	162
Tableau VII.5 : Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y.....	166
Tableau. VIII.6: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	167
Tableau. VIII.7: Tableau de ferrailage de la dalle.....	170
Tableau VII.8 : Tableau de calcul des charges équivalentes.....	174
Tableau VII.9 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.....	174
Tableau.VIII.10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	180
Tableau.VIII.11 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	181

Liste des figures

CHAPITRE I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

Fig.I.1 : vue en plan.....	1
Fig.I.2 : coupe transversale de l'ouvrage.....	1
Fig. I.3 : Coupe transversale d'un mur de façade.....	3
Fig. I.4: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.).....	6
Fig. I.5: Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.).....	7

CHAPITRE II : prédimensionnement

Fig. II.1: Section transversale d'une poutre.....	12
Fig. II.2 : Schéma des poutrelles.....	13
Fig. II.3 : Dimensions adoptées des poutrelles.....	14
Fig. II.4 : Coupe transversale d'une plancher corps creux.....	15
Fig. II.5: Dimensions d'un panneau de dalle.....	15
Fig. II.6: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	16
Fig. II.7 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	17
Fig. II.8 : Coupe transversale du plancher RDC.....	18
Fig. II.9: Schéma des niveaux.....	19
Fig. II.10: Schéma représentatif d'un étage courant.....	20
Fig. II.11: Coupe A-A.....	20
Fig.II.13 : Section afférente d'un poteau sollicité.....	22
Fig.II.14 : Coupe sur voile en élévation.....	26
Fig.II.15 : Vue en plan des voiles.....	26

CHAPITRE IV : Etude des plancher

Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	29
Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.....	30
Figure III.3 : Schéma de poutrelle. (Section de calcul).....	30

Figure III.4 : Schéma de ferrailage treillis soudé.....	32
Fig.III.5 : Définition des moments.....	33
Fig.III.6 : Moments sur appuis intermédiaires.....	33
Fig. III.7 : Type des poutrelles.....	40
Fig. III.8: Diagramme des moments fléchissant à ELU.....	39
Fig. III.9 : Diagramme des efforts tranchants.....	40
Fig. III.10 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.....	40
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.....	41
Fig.III.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.....	45
Fig.III.13 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.....	45
Fig.III.14 : Section de calcul.....	46
Fig.III.15 : Section de calcul en travée.....	46
Fig.III.16 : Section de calcul en appui.....	48
Fig.III.17 : L'influence de l'effort tranchant.....	49
Fig.III.18 : L'influence de l'effort tranchant.....	49
Fig.III.19 : ferrailages de poutrelle.....	53
Fig.III.20 : Hypothèse de calcul.....	54
Fig.III.21 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.....	55
Fig.III.23 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.....	56
Fig.III.24 : Section de calcul en travée sens x-x.....	58
Fig.III.25 : Section de calcul en appuis sens x-x.....	59
Fig.III.26 : Section de calcul en travée sens y-y.....	60
Fig.III.27 : Section de calcul en appui sens y-y.....	60
Fig.III.28 : ferrailages de dalle pleine.....	62

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

Fig.IV.1 : schéma d'un escalier.....	63
Fig.IV.2 : Vue en plan des escaliers.....	63
Fig. IV.3. Les éléments constitutifs d'un escalier.....	64
Fig. IV.4: Coupe AA.....	64

Fig. IV.5: schémas de la paillasse.....	65
Fig. IV.6 Diagramme volée (1) (3) du moment fléchissant à l'ELU (Niv RDC et étage courant)	68
Fig. IV.7 Diagramme volée (1) (3) de l'effort tranchant à l'ELU (Niv RDC et étage courant)	69
Fig.IV.8: Section de calcul de la paillasse.....	69
Fig. IV.9 : Diagramme volée (1) (3) du moment fléchissant à l'ELS (Niv RDC et étage courant)	70
Fig.IV.10 : schéma ferrailage volée (1) (3) de l'escalier.....	71
Fig. IV.11 : Diagramme volée (2) du moment fléchissant à l'ELU (Niv RDC et étage courant).....	72
Fig. IV.12 : Diagramme volée (2) de l'effort tranchant à l'ELU (Niv RDC et étage courant).....	72
Fig.IV.13 : Section de calcul de la paillasse en travée.....	72
Fig. IV.14 : Diagramme volée (2) du moment fléchissant à l'ELS (Niv RDC et étage courant).....	73
Fig.IV.15 : section de calcul.....	74
Fig.IV.16 : schéma ferrailage volée (2) de l'escalier.....	75
Fig. IV.17 : Dimension de l'acrotère.....	76
Fig. IV.18 : Section de calcul.....	77
Fig. IV.19 : Position du point d'application de l'effort normal Nu.....	77
Fig. IV.20 : Position du point d'application de l'effort normal Nser.....	79
Fig. IV.21 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	81
Fig. IV.22 : Dimensions de l'ascenseur.....	82
Fig. IV.23 : Ascenseur électrique.....	82
Fig V.24 : Schéma de la surface d'impact.....	84
Fig.V.25 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.....	86
Fig.V.27 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	88
Fig. V.28 : Section de calcul en travée (x-x).....	90
Fig. V.29 : Section de calcul en appuis (x-x).....	91
Fig. V.30 : Section de calcul en travée (y-y).....	92
Fig.V.31 : Section de calcul en appui (y-y).....	93

CHAPITRE V : Etude des sismiques

Fig.V.1 : Modélisation de la structure.....	98
Fig. V.1: limite des décrochements en élévation.....	99
Fig. V.2: limite des décrochements en plan.....	99

CHAPITRE VI : Etude des Portiques

Fig.VI.1 : diagramme Moment fléchissant.....	111
Fig.VI.2 : diagramme Effort tranchant.....	111
Fig.VI.3 : diagramme Moment fléchissant.....	112
Fig.VI.4 : diagramme Effort tranchant.....	112
Fig.VI. 5: Section de calcul.....	113
Fig.VI. 6 : Section de calcul.....	115
Fig.VI. 7 : schéma de ferrailage des poutres principales.....	118
Fig.VI. 8: schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	118
Fig.VI. 9: Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	119
Fig.VI. 10 : schéma de la zone nodale.....	120

Fig.VI. 11: Espacement entre les armatures longitudinales.....	121
Fig.VI. 12 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	122
Fig.VI.13 : diagramme Moment fléchissant.....	123
Fig.VI.14 : diagramme Effort tranchant.....	123
Fig.VI. 15: Section réduite du béton.....	124
Fig.VI. 16 : Position de N'1 et M1 sur la section transversale.....	125
Fig.VI. 17 : Position de N'1 et M1 sur la section transversale.....	127
Fig. VI. 18 : Position du Point d'application de l'effort normal Nser.....	128
Fig.VI. 19 : Zone nodale.....	130
Fig. VI.20 : Schéma du ferrailage du pot 70x70.....	131
Fig. VI.21 : Schéma du ferrailage du pot 60x60.....	131
Fig. VI.22 : Schéma du ferrailage du pot 55x55.....	132
Fig. VI.23 : Schéma du ferrailage du pot 50x50.....	132
Fig. VI.24 : Schéma du ferrailage du pot 45x45.....	132

CHAPITRE VII : Etude des voiles

Fig. VII .1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	134
Fig. VII.2: Sollicitations sur les voiles Plus de charge point (3).....	135
Fig. VII. 3 : Les diagrammes des contraintes.....	135
Fig. VII. 4 : Schéma du voile de Contreventement le plus défavorable.....	136
Fig. VII.6 : Dessin de ferrailage des voiles.....	137
Fig. VII.7 : Les diagrammes des contraintes d'ascenseur.....	141
Fig. VII.10 : Dessin de ferrailage des voiles d'ascenseur.....	141

CHAPITRE VIII : Etude des fondations

Fig.VIII.1 : Dimension d'une voile périphérique.....	147
Fig.VIII.2 : Contrainte du voile.....	148
Fig.VIII.3 : Panneau de dalle appuie sur 4 coté.....	149
Fig.VIII.4 : Section de calcul en travée (x-x).....	151
Fig.VIII.5 : Section de calcul en travée (y-y).....	152
Fig.VIII.6 : Section de calcul en travée (x-x).....	153
Fig.VIII.7 : Section de calcul en travée (y-y).....	154
Fig. VII.8 : Dessin de ferrailage des voiles périphériques.....	156
Fig.VIII.9 : Dimension d'une semelle isolée.....	157
Fig. VIII 10 : semelle isolée.....	157
Fig.VIII.11 : Schéma du Radier général.....	159
Fig.VIII.12 : Dimension de semelle.....	161
Fig.VIII.13 Dimension du Radier.....	161
Fig.VIII.14 : Dimensions des poutres.....	162
Fig.VIII.15 : Schéma des contraintes du sol.....	164
Fig.VIII.16 : Encrage de la structure.....	165
Fig.VIII.17: Enrobage.....	167
Fig.VIII.18 : Section de calcul dans les sens xx.....	171
Fig.VIII.19 : Section de calcul dans le sens yy.....	171
Fig. VII.20 : Dessin de ferrailage la dalle RADIER.....	171

Fig.VIII.21 : Schéma statique et section de calcul du débordement.....	173
Fig. VIII.22 : Distribution des charges sur les poutres principales.....	173
Fig. VIII.23 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.....	173
Fig. VIII.24 : Diagrammes des moments fléchissant des poutres secondaires à l'ELU.....	175
Fig. VIII.25 : Diagrammes des efforts tranchants des poutres secondaires à l'ELU.....	175
Fig. VIII.26 : Diagrammes des moments fléchissant des poutres principales à l'ELU.....	175
Fig. VIII.27 : Diagrammes des efforts tranchants des poutres principales à l'ELU.....	176
Figure VII.28 : Ferrailage de la poutre principales.....	181
Figure VII.29 : Ferrailage de la poutre secondaires.....	182

Notation

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
qu	Chargement ultime
qs	Chargement de service
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de flexion en travée
Ma	Moment de flexion en appui
Md	Moment en appui droite
Mg	Moment en appui gauche
N	Effort normal
Td	Effort tranchant à droit du point considéré
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré
fc28	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
ft28	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
Eij	Module de déformation longitudinale instantané
Evj	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h0	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\frac{\sigma_b}{\gamma_b}$	Contrainte admissible limite dans le béton
$\frac{\sigma_s}{\gamma_s}$	Contrainte de calcul dans l'acier
$\frac{\sigma_s}{\gamma_s}$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul

Notation

τ_u	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A _u	Armatures calculées à l'ELUR
A _s	Armatures calculées à ELS
A	Armatures en appuis
A _t	Armatures en travées
I _{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I _{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M _{zz}	Inertie massique
L _f	Longueur de flambement
B _r	Section réduite
L _x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L _y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I ₀	Moment d'inertie de la section homogène
I _f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ρ	Rapport entre deux dimensions $\rho = \left(\frac{L_x}{L_y}\right)$

Introduction Générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'Analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement Afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de Contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+10+Sous-sol) à usage multiple. Il est contreventé par un système mixte (voiles Portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Notre travail consiste dans un premier lieu à exposer une procédure qui permet d'évaluer La performance sismique des structures mixtes, en utilisant la méthode de capacité spectrale, Proposée par le règlement Américain ATC40.

En second lieu, les paramètres (déplacements inter étages, demande en ductilité, raideur au point de performance, mécanisme de ruine) issues de la méthode statique non linéaire.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et, l'acrotère, les dalles pleines.
- L'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel ETABS
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- Etude de fondation.

I.Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation (R+10+ S/SOL) Contreventé par voile, situé au niveau de la wilaya de Mostaganem (zone IIa) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

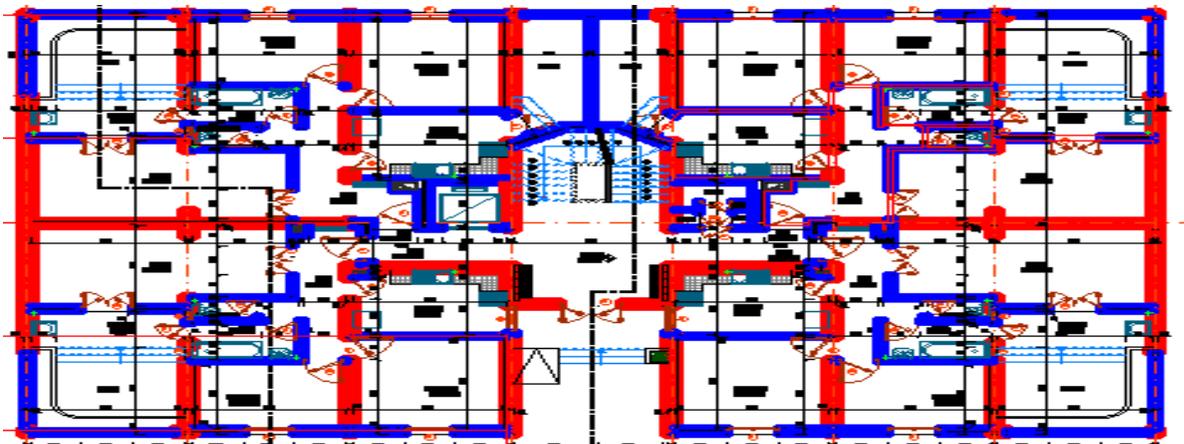


Fig.I.1 : vue en plan.



Fig.I.2 : coupe transversale de l'ouvrage

I.3. But :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

I.4. Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I.5. Caractéristiques géométriques du bâtiment :**a. Dimension en plan :**

- Largeur totale en plan17,51 m
- Longueur totale en plan.....26,25 m

b. Dimension en élévation :

- Hauteurs des s/sol3,47 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,08 m
- Hauteur des étages3,06 m
- Hauteur des acrotère0,60 m
- Hauteur totale du bâtiment.....38,75 m

I.6. Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5$ bars
- Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17,00$ KN/m³
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- Le site est considéré comme meuble (S3/site meuble).

I.7. Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.8. Conception de la structure :

Notre bâtiment est contreventé par un système mixte assuré par des voiles et des Portiques avec justification d'interaction Portiques-voiles.

Le sous-sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique qui doit ceinturer le bâtiment. Il est considéré comme étant une caisse rigide. Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version2003), les ouvrages doivent en général comporter :

a. Contreventements qui doivent être disposés de façon à :

- Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes.
- Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

b. Planchers :

On adopte deux types de planchers :

- Plancher à dalle pleine pour le haut du sous-sol et RDC.
- Plancher à corps creux pour le reste des étages.

c. Circulations verticales :

Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :

Ascenseur : le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.

Escalier : on a deux types d'escalier :

- Escalier à paillasse porteuse.
- Escalier à marche porteuse

d. Maçonneries :

Murs extérieurs : ils seront en double parois séparées par une lame d'air :

- Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique
- Parois intérieures en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

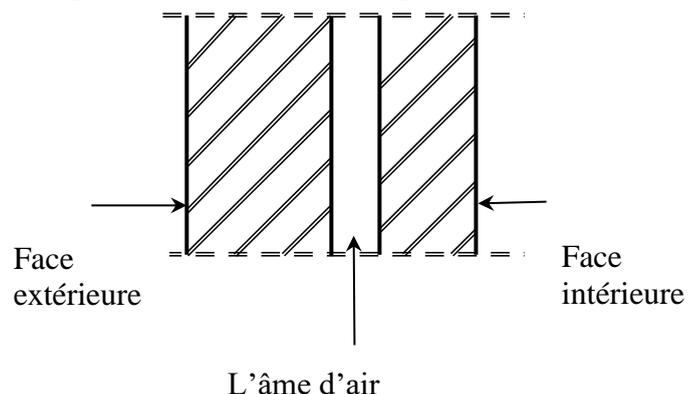


Fig. I.3 : Coupe transversale d'un mur de façade

Murs intérieurs : seront composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit en mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur

e. Acrotère :

- Pour les terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 0.6m de hauteur.

f. Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

I.9. Conception de la structure :

I.9.1. Principe du béton armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.9.2. Béton :

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulats, et liant (ciment) malaxé avec une eau de gâchage pour obtenir une pâte maniable.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte.

Les normes prescrites par le règlement BAEL91 et tous les règlements applicables en Algérie.

- **Ciment utilisé** CPJ 42.5 (dosage 350 kg /m³)
- **Sable** 400 litres/m³ (Ds ≤ 0.5 mm)
- **Gravier** 800 litres/m³ (3 ≤ Dg ≤ 25 mm)
- **Eau de gâchage** 160 à 180 litres/m³.

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

a. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge j jours

(en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue

par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Avec : } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{c28} = 25\text{MPa (béton à usage courant).} \end{array} \right.$$

b. Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa.}$$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

-Module de déformation longitudinale instantanée est :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; On a : $E_{i28} = 32164$ MPa.

-Module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

- $\nu = 0$ □ Etats limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ □ Etats limites de service (béton non fissuré).

e. Contraintes limites :

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U)
- Etat limite de service (E.L.S).

f. Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la **Figure I-4**

$$\left. \begin{array}{l} -\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\ -\varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰} \\ \text{Min}(4,5; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{array}$$

-La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: γ_b : Coefficient de sécurité partiel et vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 \text{ Pour une situation durable et transitoire} \end{array} \right.$$

μ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- $\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\mu = 0,85$ dans les autres cas.

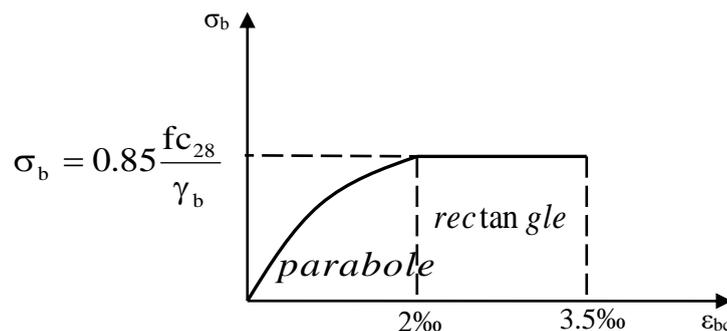


Fig. I.4: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)

- Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

- $\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ cas normal (fissuration peu nuisible).

- $\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est préjudiciable.

g. Etat limite service (E.L.S) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

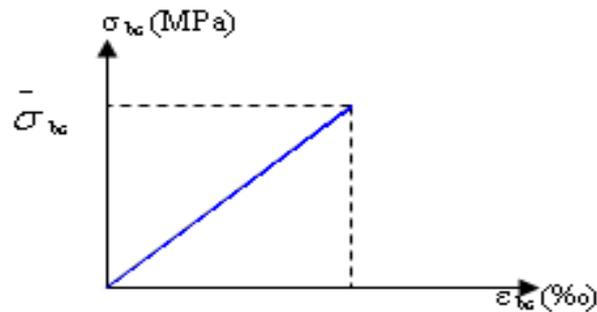


Fig. I.5: Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)
-A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

I.9.3 Acier :

A. Types d'aciers utilisés :

Les types d'aciers utilisés sont :

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (Cadres, épingles et étriers)
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour $\Phi \leq 6\text{mm}$.
- Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute Adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varphi \leq 6\text{mm}$	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courants pour: Radiers, voiles, planchers et dalles.

B. Contrainte de calcul de l'acier (σ_s) :

- Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ε_s) est conventionnellement

défini ci-dessous, avec:
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1.00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

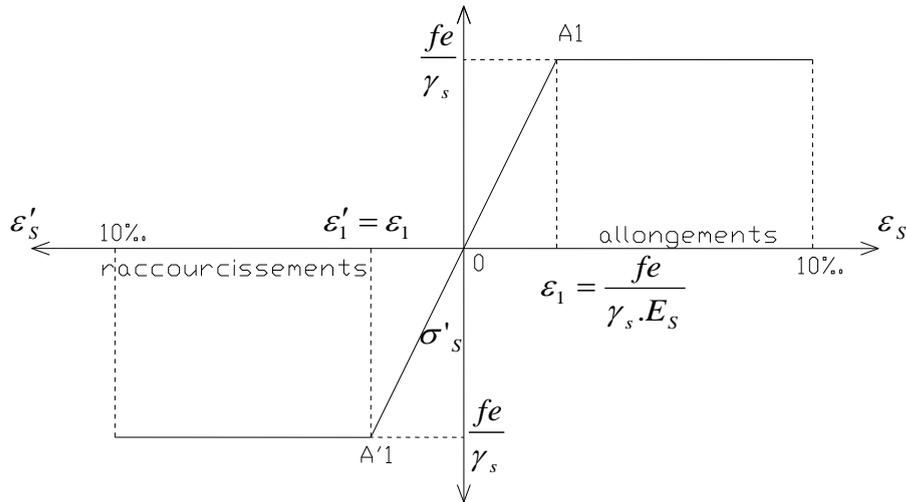


Fig. I.6: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.

-Etat limite de service (**E.L.S**):

Selon les règles B.A.E.L.91:

- a) Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- b) Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ et
- c) Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (\frac{1}{2} fe ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

η : Coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} \longrightarrow 1 \quad \text{Acier rond lisse.} \\ \longrightarrow 1,6 \quad \text{Acier haute adhérence} \end{array} \right.$

C. Module d'élasticité longitudinal de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$$

I .9.4 Matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- La compatibilité des différents produits entre eux ;
- L'économie globale du projet

- La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

Dans notre projet on utilise : (voir le tableau suivant)

Tableau. I. 2 : Matériaux de construction

Matériaux	Poids surfacique/volumique [KN/m ³]
Sable	17÷19
Gravier	17
Acier	78.5
Béton non armé	22
Béton armé	25
Ciment	18
Plâtre	10
Verre	25
Briques creuses :	
Ep = 10 cm	0.9
Ep = 15 cm	1.3
Etanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Mortier de ciment	20

I.10. Actions et sollicitations :

I.10.1 Les actions :

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées directement construction, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état qui entraînent des déformations se la structure, on trouve trois types d'actions :

I.10.2 Actions permanentes :

Poids propre de la structure

- Les charges de la structure d'équipement
- Les pousse et la pression et poids dus à des terres ou des liquides lorsque le niveau de ces derniers variant peu
- Les déformations imposées à la construction, retrait, tassement différentiel d'appuis.

I.10.2 Actions variables :

- Les charges d'exploitations
- Les charges climatiques (vent, neige)
- Les charges appliquées au court d'exécution et
- Les effets dus à la température.

I.10.3 Actions accidentelles :

- Le séisme
- Les chocs des véhicules ;
- Les exploitations
- Les incendies.

I.10.3 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

Tableau. I. 3 : Combinaison d'action dans le cas d'un bâtiment courant

Action prise en compte dans les combinaisons		Combinaison d'actions
Combinaison de base	G ,B	1.35G+1.5Q _B
		G+1.5Q _B
Vent	G ,Q _B ,W	1.35G+1.5Q _B +1.2W
		G+1.5Q _B +1.2W
Neige	G,Q _B ,S _n	1.35G+1.5W+1.2Q _B
		G+1.5W+1.2Q _B
Séisme	G,Q _B ,E	1.35G+1.5Q _B +1.2S _n
		G+1.5Q _B +1.2S _n
		1.35G+1.5S _n +1.2Q _B
		G+1.5S _n +1.2Q _B
		G+E+γ _{QB} .Q _B

II.2. Prédimensionnement

II.1. Introduction :

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :
RPA99, BAEL91, DTRB.2.2.

II.2. Prédimensionnement des poutres :

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

La hauteur des poutres est déterminée par : $L/15 \leq h_p \leq L/10$

$$\begin{cases} h_p : \text{la hauteur de la poutre} \\ L : \text{la portée maximale de la poutre (entre axe d'appuis)} \end{cases}$$

D'après le RPA99/version 2003 ; les poutres doivent respecter
Les dimensions suivantes :

$$\text{Zone IIa} \quad \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

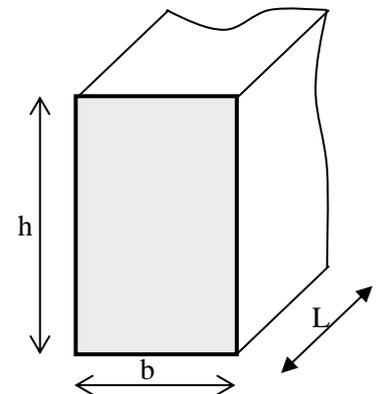


Fig. II.1: Section transversale d'une poutre

II.2.1.1. Poutres principales :

a. Hauteur de la poutre :

$$L_{\max} = 515\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad 515/15 \leq h_p \leq 515/10$$

$$\Rightarrow 34,33\text{cm} \leq h_p \leq 51,5\text{cm} \quad \text{on prend : } \underline{h = 45\text{ cm}}$$

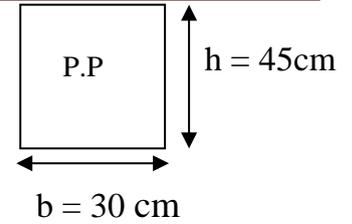
b. Largeur de la poutre :

$$0,3 \times h_p \leq b \leq 0,7 \times h_p \quad \Longrightarrow \quad 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$\Rightarrow 13,5\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm} \quad \text{on prend: } \underline{b = 30\text{ cm}}$$

c. Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=45 > 30\text{cm} & \text{vérifiée} \\ b=30 > 20\text{cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1,5 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



La section adoptée pour la poutre principale est **(45x30) cm²**

II.2.1.2 Poutres secondaires :

a. Hauteur de la poutre :

$$L_{\max} = 375 \text{ cm} \implies 375/15 \leq h_p \leq 375/10$$

$$\implies 25\text{cm} \leq h_p \leq 37,5\text{cm} \quad \text{on prend: } \underline{h=35\text{cm}}$$

b. Largeur de la poutre :

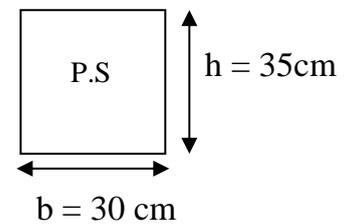
$$0,3 \times h_p \leq b \leq 0,7 \times h_p \implies 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$\implies 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} \quad \text{on}$$

$$\text{prend: } \underline{b=30 \text{ cm}}$$

c. Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=35 \geq 30\text{cm} & \text{vérifiée} \\ b=30 \geq 20\text{cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1,1667 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



La section adoptée pour la poutre secondaire est **(35x30) cm²**

II.2.1.3 Calcul du poids total des poutres :

Poutre principale $W = 25 \times 0,45 \times 0,30 = 3,375 \text{ KN/ml}$

Poutre secondaire $W = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625 \text{ KN/ml}$

W Total = 6 KN/ml

II.2.1.4 Poutrelle :

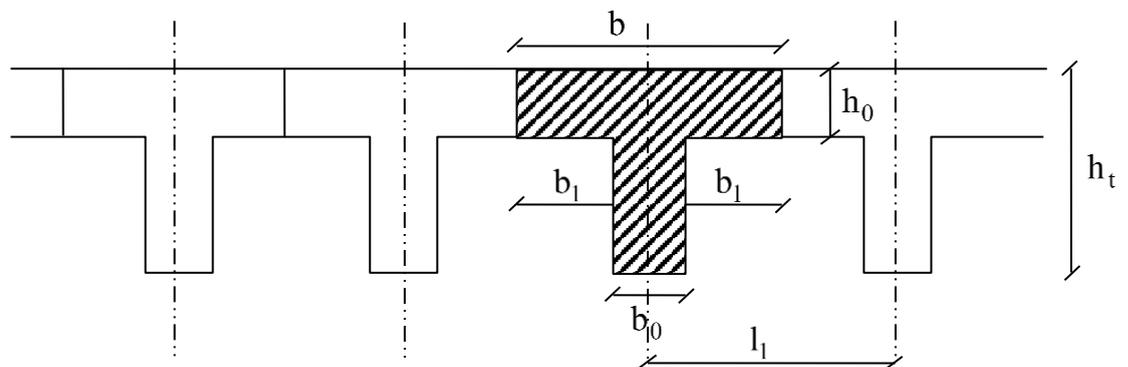


Fig. II.2 : Schéma des poutrelles

Pour la largeur de la nervure on va prendre Selon le B.A.E.L 83[1]

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

Avec : L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance est prise généralement égale à 60 cm.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II.3).

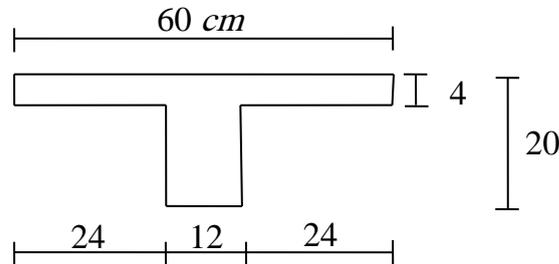


Fig. II.3 : Dimensions adoptées des poutrelles

II.3. Pré dimensionnement des planchers :

II.3.1. Introduction :

On utilise deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

Pour notre projet, on a pris comme type de plancher à corps creux, composée d'une dalle Mince, de nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux préfabriqué en béton armé. Il nous donne une isolation thermique et acoustique entre les différents étages en plus il est économique et léger.

II.3.1. Epaisseurs des planchers à corps creux :

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à Corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

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

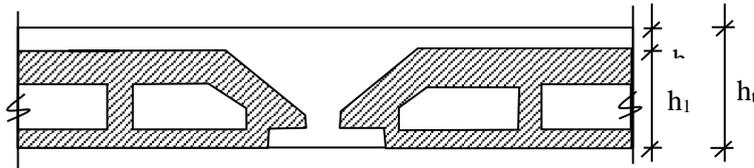


Fig. II.4 : Coupe transversale d'une plancher corps creux

- $h_t = h$: Hauteur (épaisseur) totale du plancher.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
- h_1 : épaisseur du corps creux
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

$L=360$ cm

Donc :

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

$$14,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t=20\text{cm}$$

Soit un plancher (16+4) cm $\begin{cases} \rightarrow 4\text{cm dalle de compression} \\ \rightarrow 16\text{cm corps creux} \end{cases}$

II.4. Plancher à dalle pleine :

On utilise la dalle pleine au niveau du plancher (haut) du sous-sol (bas du rez-de-chaussée), car à ce niveau on a une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs.

Les dalles sont calculées panneau par panneau, en générale, ces panneaux de dalle sont appuyés sur 4 et 3 ou 2 appuis.

Le plancher est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement, et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a. Condition de résistance à la flexion (BAEL) :

Pour le calcul des dalles pleines, on présente (02) cas :

- **1^{er} cas :**

Dalle ne porte que dans un seul sens si :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

- **2^{eme} cas :**

Dalle porte suivant deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

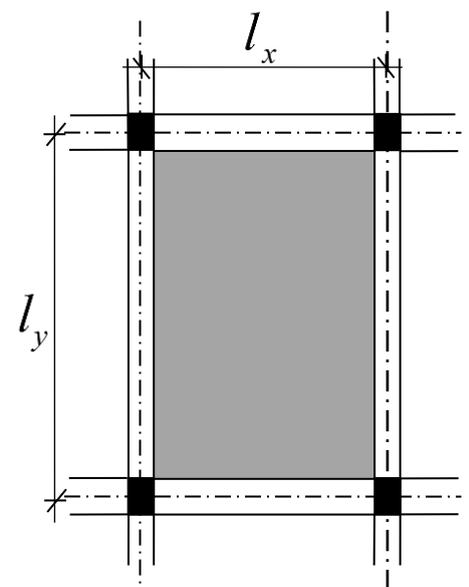


Fig. II.5 : Dimensions d'un panneau de dalle

- L_x = La plus petite portée entre nus d'appui des Poutres secondaire = 360cm
- L_y = La plus grande portée entre nus d'appui de la poutre principale = 490cm

b. Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$$L_x = 3,60 \text{ m} \quad L_y = 4,90 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \rho = 0.73 > 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) l_x$$

⇒ La dalle porte suivant les deux directions

$$\Rightarrow h_d = (7,20 \cdot 9,00) \Rightarrow h_d = 8 \text{ cm}$$

c. Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ; $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$
- Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

d. Condition de sécurité en matière d'incendie :

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.
- $h_d = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.
- **Conclusion :**

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine : **$h_d = 16 \text{ cm}$** .

II.5. Descente de charges :

- **G** : Charges permanentes.
- **Q** : Charges d'exploitations.

II.5.1 Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse inaccessible est au niveau 10^{ème} étages, elle est réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

a. Calcul de la forme de pente :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg} \alpha = h/L = P = 0.010 \Rightarrow h = L_x \cdot \text{tg} \alpha = 1098 \times 0,010 = 10.98 \text{ cm} \\ h'_{\text{moy}} = (h/2) = 10.98/2 = 5,49 \text{ cm} \\ h'_{\text{moy}} = h'_{\text{moy}} + 5 \text{ cm} = 10,49 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On prend: } h'_{\text{moy}} = 10,49 \text{ cm}$$

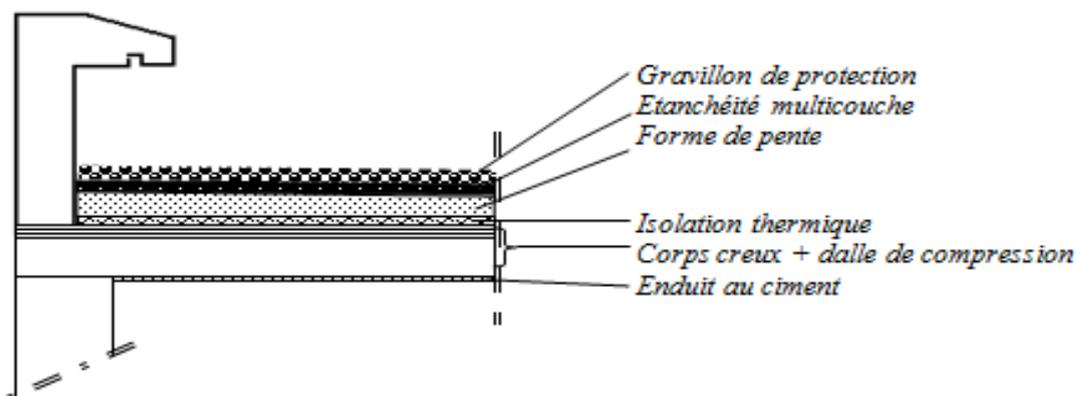
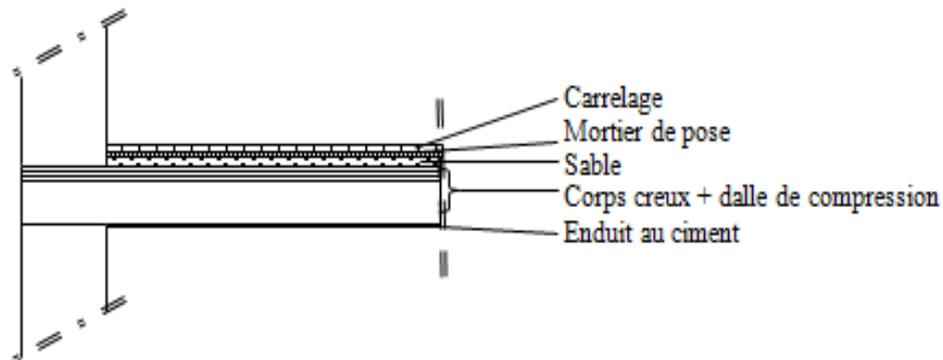


Fig. II.6: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1 charge permanente de plancher terrasse inaccessible

Plancher	G (KN/m ²)
1. Gravier roulé de protection.....0.04 x 20 kN/m ³ .	0,80
2. Etanchéité multicouche (2 cm).	0,12
3. Forme de pente en béton... (h ['] _{moy} =0,1049 cm) 0.1098x22kN/m ³	2,31
4. Isolation thermique en liège..... (4cm)	0,10
5. Corps Creux(16+4).	2,80
6. - Enduit au ciment.....(1.5cm) x (18 kN/m ³)	0,27
	G_t = 6,40

b. Surcharge d'exploitation :Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2$.**II.5.2 Plancher étage courant :****Fig. II.7 :** Coupe transversale d'un plancher étage courant**Tableau II.2 :** charge permanente de plancher étage courant

Plancher	G (KN/m ²)
1. Carrelage+sable+mortier de pose	1,04
2. Corps creux+dalle de compression. (16+4)	2,80
3. Enduit au ciment.... (1.5cm) x(18kN/m ³)	0,27
4. Cloisons légères.....	0,75
	G_e =4,86

a. Surcharge d'exploitation :Étage courant $\Rightarrow Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

II.5.3. Dalle pleine (plancher bas du RDC) :

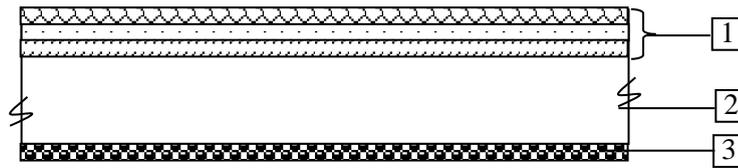


Fig. II.8 : Coupe transversale du plancher RDC

Tableau II.3 : charge permanente de plancher RDC

Plancher	G (KN/m ²)
1. 1-Carrelage + mortier de pose + sable.....	1,04
2. 2-Dalle pleine en béton armé (e=16cm) ...25×0.16	4,00
3. Enduit au ciment.... (1.5cm) x(18kN/m ³).....	0,27
4. 4-Cloisons légères.....	0,75
	G_e =6,06

a. Surcharge d'exploitation :

Plancher bas du RDC (locaux à usage d'habitation) ⇒ **Q = 2,50 kN/m²**

b. Maçonnerie :

- Murs extérieurs :

Enduit au ciment (1,5cm) x18kN/m³.....0,27 kN/m²

Brique creuse (0.10×90) + (0.15×130)0,22kN/m²

Enduit au plâtre (0.015×1000)0,15daN/m²

$$G = 0,64\text{kN/m}^2$$

- Murs intérieurs :

Enduit au ciment (1,5cm) : (18daN/m²) 18×1.5.....0,27daN/m²

Brique creuse (0.10×0,90)0,09 daN/m²

Enduit au plâtre (0.015×10)0,15daN/m²

$$G = 0,41\text{kN/m}^2$$

c. Schéma des niveaux :

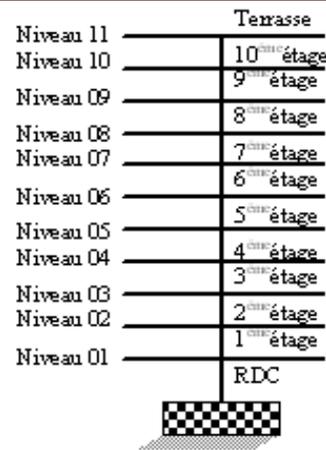


Fig. II.9: Schéma des niveaux

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré - dimensionnement ; on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée ; puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est strictement supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2,..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

a. La loi de dégression : [DTRBC 2,2 / IV.6.3]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Sous étage immédiatement inférieur

- (Etage 2) $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- (Etage 3) $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- (Etage 4) $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- (Etage n) $Q_0 \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$

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

II.6.1. Étapes de Prédimensionnement :

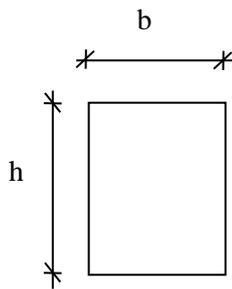


Fig. II.11: Coupe A-A

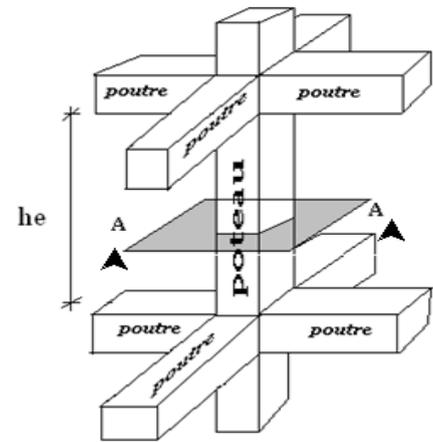


Fig. II.10: Schéma représentatif d'un étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a, b)} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone IIa;} \\ \text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

he : hauteur libre de l'étage.

b. D'après les règles BAEL91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2). \quad a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14.2\text{Mpa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

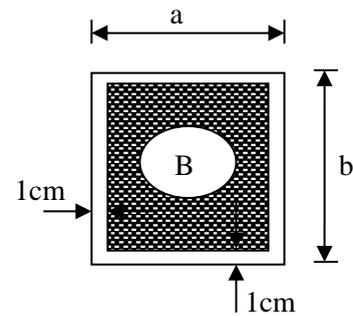


Fig. II.12 : Section réduite du béton

Avec :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha \left[(Br \times f_{c28}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s) \right]$$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
- f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400$ MPa)
- A : Section d'armature à mettre en place
- α : Coefficient dépend de l'élanement λ

La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \cdot \theta} \dots\dots\dots (*)$$

θ : Facteur de durée d'application des charges $\implies \theta = 1$

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges, les charges étant appliquées généralement après 90 jours $\implies k = 1$

On prend : D'après les règles [BAEL91].

σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_c^{28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$, On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve :

$$B_r \geq \frac{1.2 N_u}{\left[\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1.15} \right] * 10} = 0.0064 N_u \implies B_r \geq 0.0064 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $Br = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$;

D'après le critère de résistance, on a :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes et

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1.15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire)

et on prend : $a=b$ ($a \times a$) en $[\text{cm}^2]$.

Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} L_f : \text{longueur de flambement} \\ i : \text{rayon de giration} \end{array} \right.$

Avec : et $B = a \times b$. [BAEL91 / B.8.4.1]

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} I : \text{moment d'inertie} \\ B : \text{l'aire de la section du béton seul} \end{array} \right.$

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0.7 \times L_0$ avec : L_0 : Longueur libre du poteau.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0.7 \times L_0$ avec : L_0 : Longueur libre du poteau.

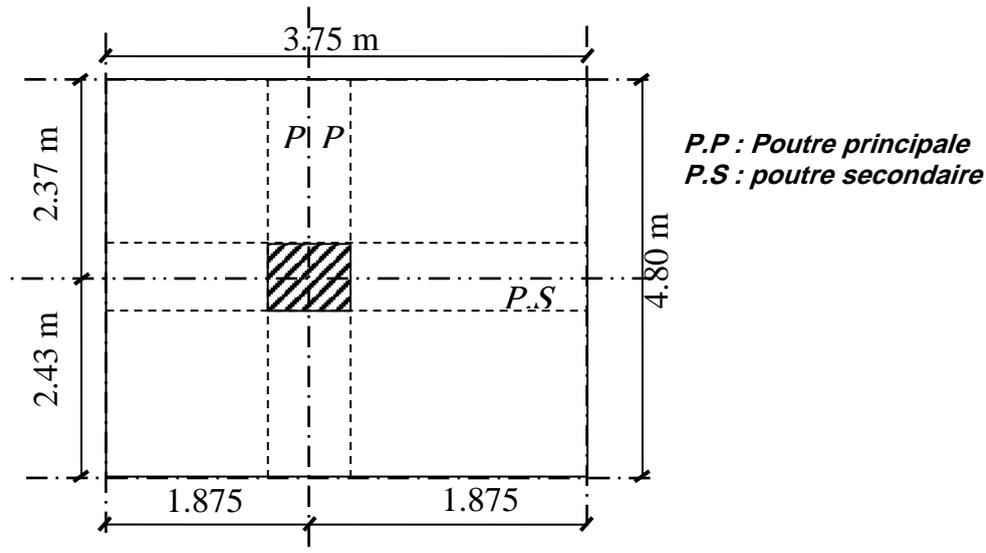


Fig.II.13 : Section afférente d'un poteau sollicité.

La section afférente de plancher : $S_{aff}(\text{plancher}) = 18 \text{ m}^2$

La longueur afférente de poutre principale (P.P) : $L_{aff}(\text{p.p}) = 4.80 \text{ m}$

La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) : $L_{aff}(\text{p.s}) = 3.75 \text{ m}$

➤ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$\text{Min}(a,b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots (\text{zone IIa})$

$\text{Min}(a,b) \geq (h_e/20)$

$(1/4) < (a/b) < 4$

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse $P_0 = Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$.

Niveau 10 : $P_1 = Q_0 + Q_1 = (1+1,50) \text{ kN/m}^2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Niveau 09 : $P_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = (2 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 3,85 \text{ kN/m}^2$

Niveau 08 : $P_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = (3 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 5,05 \text{ kN/m}^2$

Niveau 07 : $P_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = (4 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 6,10 \text{ kN/m}^2$

Niveau 06 : $P_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = (5 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 7,00 \text{ kN/m}^2$

Niveau 05 : $P_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = (6 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 7,75 \text{ kN/m}^2$

Niveau 04 : $P_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) = (7 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 8,455 \text{ kN/m}^2$

Niveau 03 : $P_8 = Q_0 + 0,6875(Q_1 + \dots + Q_8) = (8 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 9,25 \text{ kN/m}^2$

Niveau 02 : $P_9 = Q_0 + 0,6666(Q_1 + \dots + Q_9) = (9 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$

Niveau 01 : $P_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_9) = (10 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 10,75 \text{ kN/m}^2$

Niveau RDC : $P_{11} = Q_0 + 0,6363(Q_1 + \dots + Q_{10}) = (11 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 11,5 \text{ kN/m}^2$

Niveau SSOL : $P_{12} = Q_0 + 0,625(Q_1 + \dots + Q_{11}) = (12 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 12,25 \text{ kN/m}^2$

➤ Évaluation des charges :

Tableau II.4 : Distribution et dégression des charges.

Q[KN/m ²]	Etages	G [KN/m ²]
1,00	Terrasse	6,40
2,50	10 ^{ème} étage	11,26
3,85	9 ^{ème} étage	16,12
5,05	8 ^{ème} étage	20,98
6,10	7 ^{ème} étage	25,84
7,00	6 ^{ème} étage	30,70
7,75	5 ^{ème} étage	35,56
8,455	4 ^{ème} étage	40,42
9,25	3 ^{ème} étage	45,28
10	2 ^{ème} étage	50,14
10,75	1 ^{ème} étage	55,00
11,50	RDC	61,06
12,25	S-SOL	67,12
Fondation		

II.6.2. Exemple de calcul (5^{ème} étage) :

La surface afférente est : $S_{\text{aff}} = (4,80) \times (3,75) = 18\text{m}^2$.

➤ Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,45 \times 0,30 = 3,375 \text{ kN/m}_L$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625 \text{ kN/m}_L$$

➤ La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff (p,p)}} = 4,80 \text{ m}$$

➤ Les longueurs afférentes des poutres secondaires :

$$L_{\text{aff (p,s)}} = 3,75 \text{ m}$$

➤ Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = (3,375 \times 4,80) + (2,625 \times 3,75) \Rightarrow P_t = 26,04375 \text{ kN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de planchers au-dessus d'étage.}$$

$$N_P = 1,35 \times 26,04375 \times 6 \Rightarrow N_P = 210,9543 \text{ kN ;}$$

➤ Poids propre de plancher (5^{ème} étage) :

$$G_{\text{cumulé}} = 30,70 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 7,00 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 30,70) + (1.5 \times 7,00)] \times 18 \quad N_{\text{plancher}} = 935.01 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15(N_{\text{plancher}} + N_P) = 1.15(935,01 + 210,9543) \quad N_u = 1317,8589 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0.0064 N_u \Rightarrow Br = (a-2)^2 \Rightarrow a = 31,04 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{a_{adopté} = 40 \text{ cm}}$$

La Section de poteau au niveau de 5^{ème} étage est : (40x40) cm².

➤ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

Min (a,b) ≥ 25cm..... (Zone IIa) ; Condition vérifiée

Min (a,b) ≥ (h_e/20) → [(h_e/20) = (261/20) = 13.05] → 40 > 13..... Condition vérifiée

(1/4) < (a/b) < 4 (a/b=1) Condition vérifiée

Tableau II.5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)

Niveau	Poteaux	a=b	Condition (1) min (a,b) ≥ 25	h _e / 20	Condition (2) min (a,b) ≥ h _e /20	$\frac{a}{b}$	Condition (3) 1/4 < a/b < 4
10 ^{ème} étage	30x30	30	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
9 ^{ème} étage		30	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	35x35	35	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage		35	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40x40	40	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage		40	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45x45	45	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
3 ^{ème} étage		45	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50x50	50	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
1 ^{er} étage		50	Vérifiée	13,05	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC	55x55	55	Vérifiée	18,15	Vérifiée	1	Vérifiée
S-SOL	55x55	55	Vérifiée	15,09	Vérifiée	1	Vérifiée

II.6.3. Vérification du Condition de flambement :

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}$$

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

Niveau	Poteaux	Lo [cm]	Lf [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	i [cm]	λ
10 ^{ème} étage	30x30	306	214.2	67500	900	8.66	24.74 < 35
9 ^{ème} étage		306	214.2	67500	900	8.66	24.74 < 35
8 ^{ème} étage	35x35	306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.20 < 35
7 ^{ème} étage		306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.20 < 35
6 ^{ème} étage	40x40	306	214.2	213333.34	1600	11.55	18,550 < 35
5 ^{ème} étage		306	214.2	213333.34	1600	11.55	18,550 < 35
4 ^{ème} étage	45x45	306	214.2	341718.75	2025	12.99	16,489 < 35
3 ^{ème} étage		306	214.2	341718.75	2025	12.99	16,489 < 35
2 ^{ème} étage	50x50	306	214.2	520833.34	2500	14.43	14,840 < 35
1 ^{ème} étage		306	214.2	520833.34	2500	14.43	14,840 < 35
RDC	55x55	408	285.6	762552.08	3025	15.88	17.988 < 35
S-SOL	55X55	3,46	242.2	762552.08	3025	15.88	15.255 < 35

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1

du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations :

- ⇒ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ⇒ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants

La condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

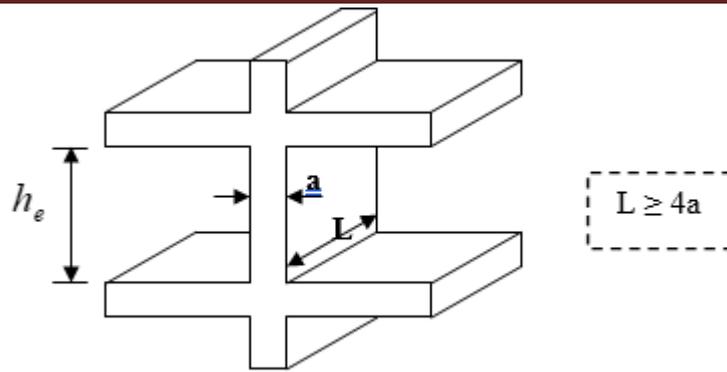


Fig.II.14 : Coupe sur voile en élévation

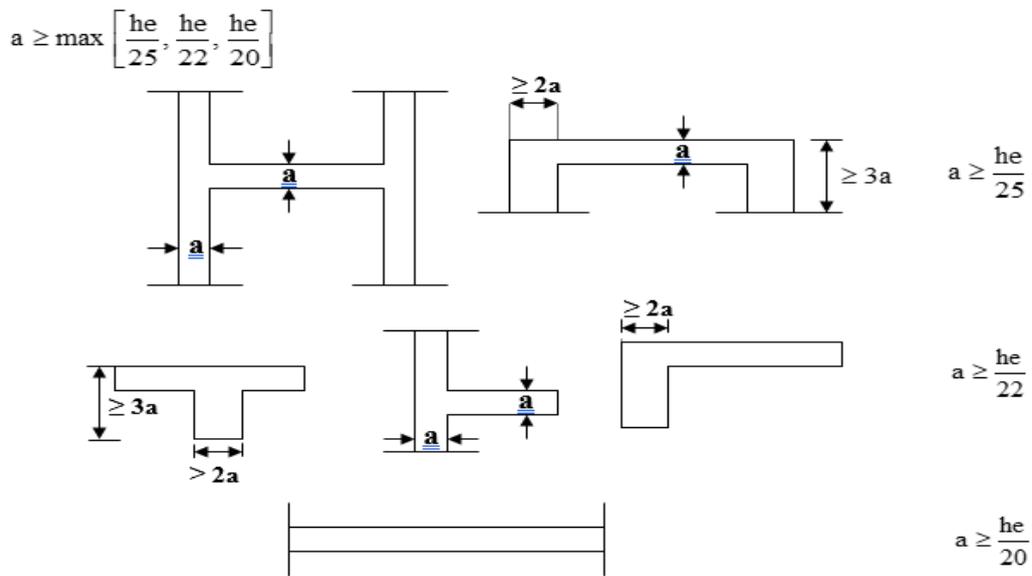


Fig.II.15 : Vue en plan des voiles

➤ Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

D'après l'article 7.7.1 ; **RPA99** (version2003) « l'épaisseur minimale est de 15 cm »

de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e

et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée sur la figure (II.14)

II.7.1. Voile de Contreventement :

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - h_{ps} = 408 - 35 = 373cm.$$

➤ Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

h_p : Hauteur de la poutre.

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{373}{20} = 18,65 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

II.7.2. Les voiles périphériques de sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de **RPA99** :

$e_{\min} = 15 \text{ cm}$ [Article 10.1.2 / RPA 99, V2003] ;

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{3,47}{25} = 13,87 \text{ cm} \quad \Longrightarrow$$

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

$e \geq \max(15; 18,65; 13,36) \dots \dots \dots$ Donc : $e = 20 \text{ cm}$

II.7.3. Vérification de la largeur : (Art 7.7.1) :

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

➤ $L_{\min} > 4a$.

Dans le cas où il y aura des bouts de voile la longueur min sera

➤ $L_{\min} > 4 \times 20 = 80[\text{cm}]$

III. Etude des Planchers

III.1. Introduction :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction ; leurs rôles essentiels sont :

- Plateforme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles, circulation : possible entre étage par trémies pour l'escalier et pour ascenseur)
- Toit pour l'étage sous-jacent : support des plafonds : l'adhérant et le suspendus.
- Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique)
- Élément de stabilité : par chaînage.

Dans notre projet, nous avons utilisés deux types de planchers :

- Plancher dalle pleine au milieu de la structure, reposant sur le noyau central pour l'ensemble des niveaux ; pour le sous-sol réalisé avec pré dalles.
- Plancher corps creux pour les autres étages, avec un plancher terrasse comportant un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

III.2. Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher :

- La flèche.
- L'équipement de l'entreprise.
- La nature d'exploitation

Dans notre projet, nous avons utilisés un plancher corps creux, avec un plancher terrasse qui aura une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

Il est composé :

- Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.
- Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

III.3. Etude de plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs...) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations.

- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphériques et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

III.3.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig.III.1).

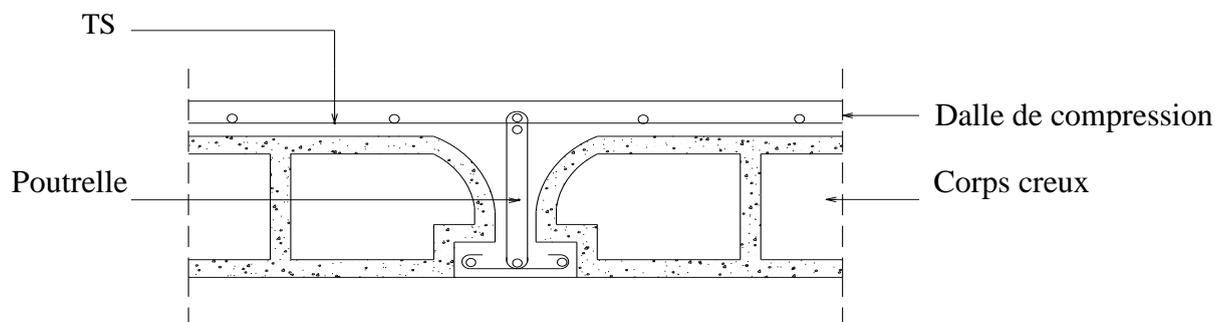


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

a. Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

Une hauteur de 20cm, dont 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

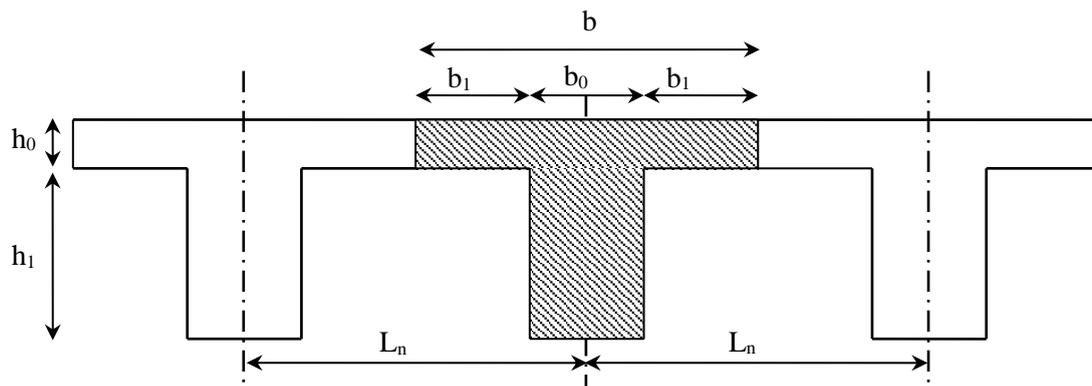


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

$h_t = 20\text{cm}$

$h_1 = 16\text{cm}$

$h_0 = 4\text{cm}$

- D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \end{cases}$$

- Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/AnnexeC3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 3.60\text{m}$)

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

- **Donc :**

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 36\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

- On prend $b_1 = 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}$.

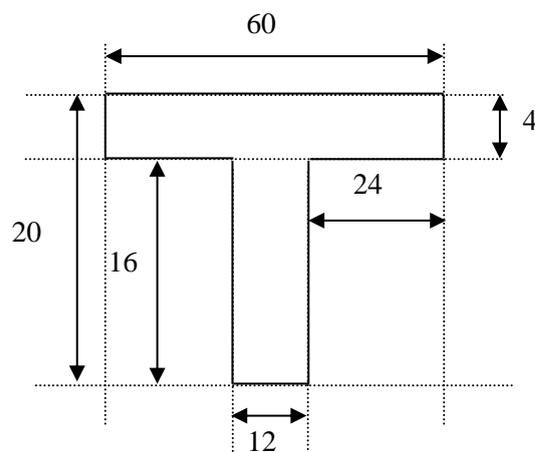


Figure III.3 : Schéma de poutrelle. (Section de calcul)

b. Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression

est de : $h_{0\text{min}} = 4\text{cm}$.

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$
- Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$
- Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures et

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

c. Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

➤ Détermination des armatures :

- Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$\text{On prendra } \phi_6 \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$$

- Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46\text{cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T6/m_L \longrightarrow A = 1.41\text{cm}^2/m_L$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

d. Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

- Détermination des armatures :

$$5T6/m_L \longrightarrow A = 1.41\text{cm}^2/m_L$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

► **Choix** : Le treillis soudé adopté est : **TS Ø6** (200x200) mm².

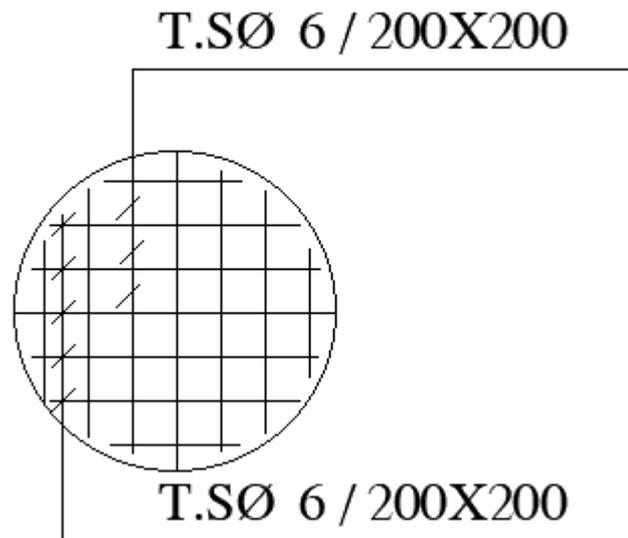


Figure III.4 : Schéma de ferrailage treillis soudé

III.3.2. Etude des poutrelles :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- **Méthode forfaitaire :** pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée : [CBA93/B6.2.21]
- **Méthode de A. Caquot :** pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée : [CBA93/B.6.2.22]

a. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq \min (2G; 500 \text{ kN/m}^2)$$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- Remarque :

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment M_0 de part et d'autre de l'appui.

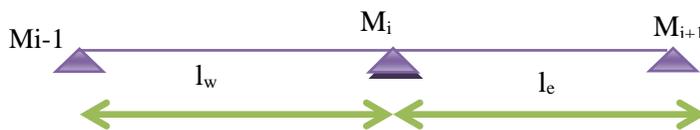
b. Méthode de Caquot :

$$M_{ap} = K \frac{G_w \times l_w'^3 + G_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} + \frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8,5(l_e' + l_w')}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{2}{3} = 0,6666$$

$l' = l$ (pour les travées de rives)

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



$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

c. Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

1 ^{ème} → 10 ^{ème} étage :	Plancher terrasse :
$\left\{ \begin{array}{l} G = 4,86 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,40 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

1^{ème} → 10^{ème} étage :

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 4,86 + 1,5 \times 1,50) = 8,811 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u^- = q_u \times 0,6 = 8,811 \times 0,6 = 5,2866 \text{ kN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = (G + Q) = (4,86 + 1,50) = 6,36 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{ser}^- = q_{ser} \times 0,6 = 6,36 \times 0,6 = 3,816 \text{ kN/m}_L.$$

- **Plancher terrasse :**

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 6,40 + 1,5 \times 1,00) = 10,14 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u^- = q_u \times 0,6 = 10,14 \times 0,6 = 6,084 \text{ kN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = (G + Q) = (6,40 + 1,00) = 7,40 \text{ kN/m}^2.$$

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 0.6 = 7,40 \times 0.6 = 4,44 \text{ kN/m}_L.$$

Tableau III.1 : Tableau de combinaison d'actions.

Charges / Etages	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	E.L.U $q_u = 1.35G + 1.5Q$ [KN/m ²]	E.L.S $q_{ser} = G + Q$ [KN/m ²]	Bond e (e) [cm]	$\bar{q}_u = q_u \times e$ [N/m _L]	$\bar{q}_s = q_{ser} \times e$ [KN/m _L]
Plancher terrasse	Inaccessible	6,40	1,00	10,14	7,40	0.6	6,084	4,44
1 ^{ère} → 9 ^{ème} étage	Habitation	4,86	1,50	8,811	6,36	0.6	5,286	3,816

III.3.3. Type des poutrelles :

Type 1 : Poutrelles sur 8 appuis et sept travées (plancher étage courant+ plancher terrasse).



Type 2 : Poutrelles sur 4 appuis et trois travées (plancher étage courant + plancher terrasse)



Type 3 : Poutrelles sur 3 appuis, encastrement et trois travées (Plancher étage courant + plancher terrasse)

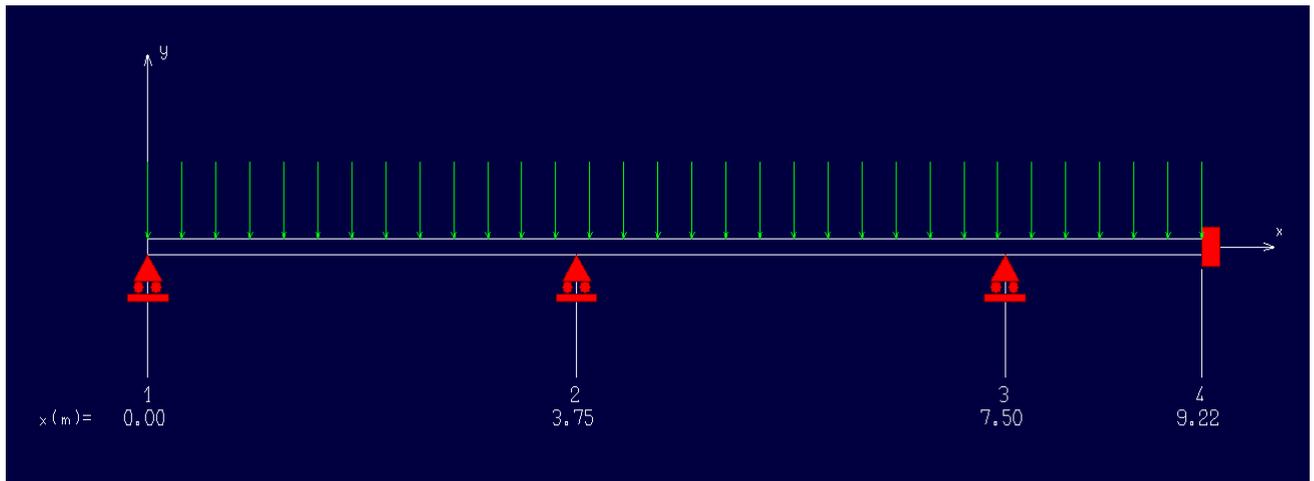


Fig. III.7 : Type des poutrelles.

III.3.4 Méthode de calcul :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- La surcharge $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \leq \min(2 \times 6,40 ; 5 \text{ kN/m}^2)$ **Condition vérifiée.**
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées..... **condition vérifiée.**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre

$$0,8 \text{ et } 1,25 \quad 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,75}{3,75} = 1 \leq 1,25 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **Condition vérifiée.**

- **Conclusion :**

Donc la méthode de forfaitaire est applicable pour plancher terrasse_innascible on prend le type1 comme exemple de calcul.

- **Type1:**

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 640 + 1,5 \times 100) \times 0,6 = 608,40 \text{ daN/ml}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_s = (G + P) = (640 + 100) \times 0,6 = 444 \text{ daN/ml}$$

- **Moments fléchissent en travées :**

- **Travées de rive (1-2 et 7-8) :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_y + M_d}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{100}{100+640} = 0,135$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0,5+0,2}{2} M_0 \geq \text{Max}[(1 + 0,3 \cdot 0,135)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3 \cdot 0,135}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + 0,35M_0 \geq 1,05M_0 \\ M_t \geq 0,66M_0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_t \geq 0,70M_0 \\ M_t \geq 0,66M_0 \end{cases}$$

- On prendra : $M_t = 0,70M_0$

- **ELU** : $M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 608,4 \cdot \frac{3,75^2}{8} = 1069,45 \text{ daN.m}$

$$M_{tu} = 0,70 \cdot M_{0u} = 0,70 \cdot 1069,45 = 748,615 \text{ daN.m}$$

- **ELS** : $M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 444 \cdot \frac{3,75^2}{8} = 780,468 \text{ daN.m}$

$$M_{ts} = 0,70 \cdot M_{0s} = 0,70 \cdot 780,468 = 546,328 \text{ daN.m}$$

- **Travées intermédiaires (2-3 et 6-7) :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,05M_0 \\ M_t \geq \frac{1+0,3 \cdot \alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0,5+0,4}{2} M_0 \geq 1,05M_0 \\ M_t \geq \frac{1+0,3 \cdot 0,135}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t + 0,45M_0 \geq 1,05M_0 \\ M_t \geq 0,52M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq 0,52M_0 \end{cases}$$

- On prendra : $M_t = 0,60M_0$

- **ELU** : $M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 608,40 \cdot \frac{3,75^2}{8} = 1069,45 \text{ daN.m}$

$$M_{tu} = 0,60 \cdot M_{0u} = 0,60 \cdot 1069,45 = 641,67 \text{ daN.m}$$

- **ELS** : $M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 444 \cdot \frac{3,75^2}{8} = 780,468 \text{ daN.m}$

$$M_{ts} = 0,60 \cdot M_{0s} = 0,60 \cdot 780,468 = 468,281 \text{ daN.m}$$

- **Travées intermédiaires :(3-4 et 4-5 et5-6) :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3 \cdot \alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0,4+0,4}{2} M_0 \geq 1,05M_0 \\ M_t \geq \frac{1+0,3 \cdot 0,135}{2} M_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t + 0,4M_0 \geq 1,05M_0 \\ M_t \geq 0,52M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,65M_0 \\ M_t \geq 0,52M_0 \end{cases} \quad \text{On prendra : } M_t = 0,65M_0$$

- **ELU:** $M_{0u} = 1069,45 \text{ daN.m}$

$$M_{tu} = 0,65 \cdot M_{0u} = 0,65 \cdot 1069,45 = 695,14 \text{ daN.m}$$

- **ELS:** $M_{0s} = 780,468 \text{ daN.m}$

$$M_{ts} = 0,65 \cdot 780,468 = 507,30 \text{ daN.m}$$

- **Moments en appuis :**

e. **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} (M_0^1 = M_0^8) \quad M_A = M_J = -0,2 M_0^1 \rightarrow M_0^1 = 1069,45 \text{ daN.m} \\ M_A = M_J = -0,2 \times 1069,45 = -213,89 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} (M_0^2 = M_0^7) \quad M_B = M_I = -0,5 M_0^2 \rightarrow M_0^2 = 1069,45 \text{ daN.m} \\ M_B = M_I = -0,5 \times 1069,45 = -534,73 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} (M_0^3 = M_0^6) \quad M_C = M_H = -0,4 M_0^3 \rightarrow M_0^3 = 1069,45 \text{ daN.m} \\ M_C = M_H = -0,4 \times 1069,45 = -427,78 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} (M_0^4 = M_0^5) \quad M_D = M_G = -0,4 M_0^4 \rightarrow M_0^4 = 1069,45 \text{ daN.m} \\ M_D = M_G = -0,4 \times 1069,45 = -427,78 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

$$T = q \frac{l}{2} \pm \frac{M_g \pm M_d}{L}$$

- **Application de la méthode forfaitaire :**

$$\begin{cases} G = 640 \text{ daN/m}^2 \\ P = 100 \text{ daN/m}^2 \\ Q_u = 608,4 \text{ daN.m} \\ Q_s = 444 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant (M)à l'ELU :**
- **Méthode forfaitaire (7 travées) :**

Tableau III.2 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U

Portée	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
G : permanentes	640	640	640	640	640	640	640
Q : exploitation	100	100	100	100	100	100	100
Pu=(1,35G+1,5Q)	608,5	608,5	608,5	608,5	608,5	608,5	608,5
Charge ELU en kg							
Ps(G+Q)	444	444	444	444	444	444	444
Charge ELS en kg							
$0,8 < \frac{L_i}{l_{i+1}} < 1,25$		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
M(iso)		1069,45	1069,45	1069,45	1069,45	1069,45	1069,45
Ma	-213,89	-534,73	-427,78	-427,78	-427,78	-427,78	-534,73
Mt (travée) en kg.m		663,35	556,40	556,40	556,40	556,40	663,35
α(travée)		0,135	0,135	0,135	0,135	0,135	0,135
Mt+(Mw+Me)/2		1037,66	1037,66	984,19	984,19	984,19	1037,66
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]		1122,93	1122,93	1122,93	1122,93	1122,93	1122,93
Condition (Ligne31>Ligne32)		Non vérifiée					
Mt (travée à prendre) en kg.m		748,62	641,67	695,14	695,14	695,14	748,62

- **Diagramme des moments fléchissant (en daN.m) :**

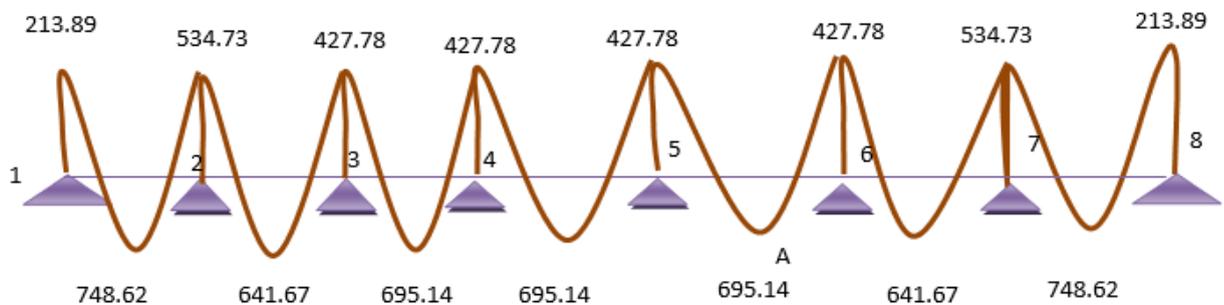


Fig. III.8: Diagramme des moments fléchissant à ELU.

- **Diagramme des efforts tranchants :(en daN) :**

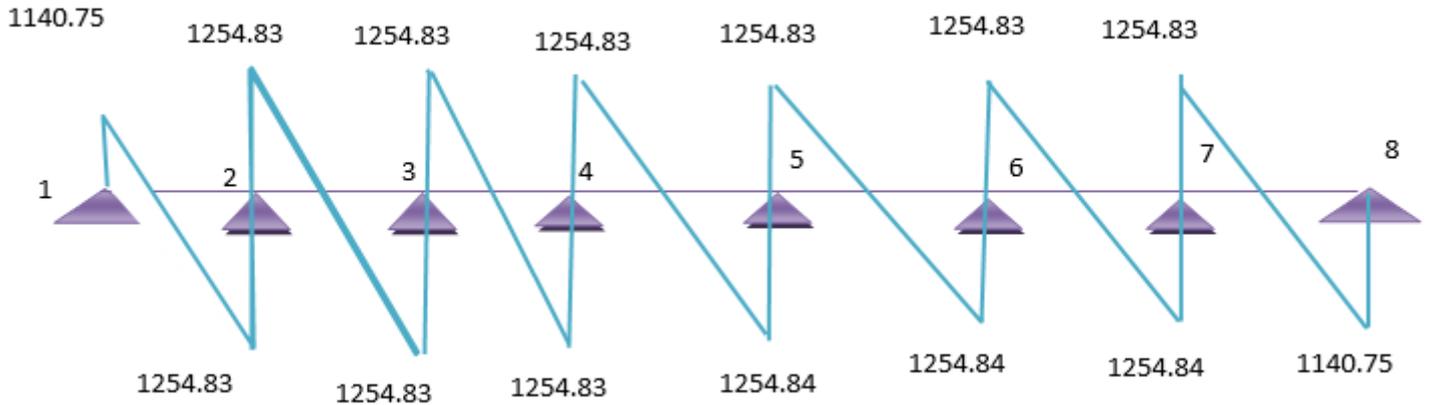


Fig. III.9 : Diagramme des efforts tranchants

- **Moments fléchissant (M)à l'ELS :**

Tableau III.3 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.S

M(iso) travée ELS (Ps)	780,468	780,468	780,468	780,468	780,468	780,468	780,468	
k(travée)	1,370	1,370	1,370	1,370	1,370	1,370	1,370	
Ma (appui)	-156,09	-390,23	-312,19	-312,19	-312,19	-312,19	-390,23	-156,09
Mt(travée) en kg.m	484,10	406,05	406,05	406,05	406,05	406,05	484,10	
Mt+(Mw+Me)/2	757,27	757,27	718,24	718,24	718,24	757,27	757,27	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]								
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non Vérifiée	Non vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	546,33	468,28	507,30	507,30	507,30	468,28	546,33	

- **Diagramme des moments fléchissant (en daN.m) :**

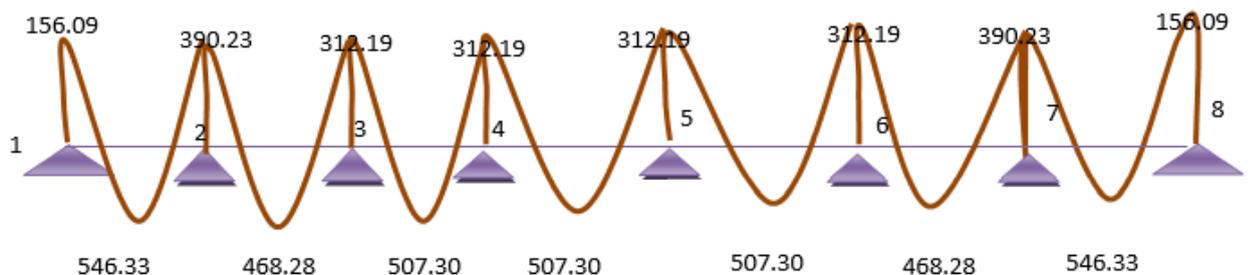


Fig. III.10 : Diagramme des moments fléchissant à ELS

- **Diagramme des efforts tranchants :(en daN) :**

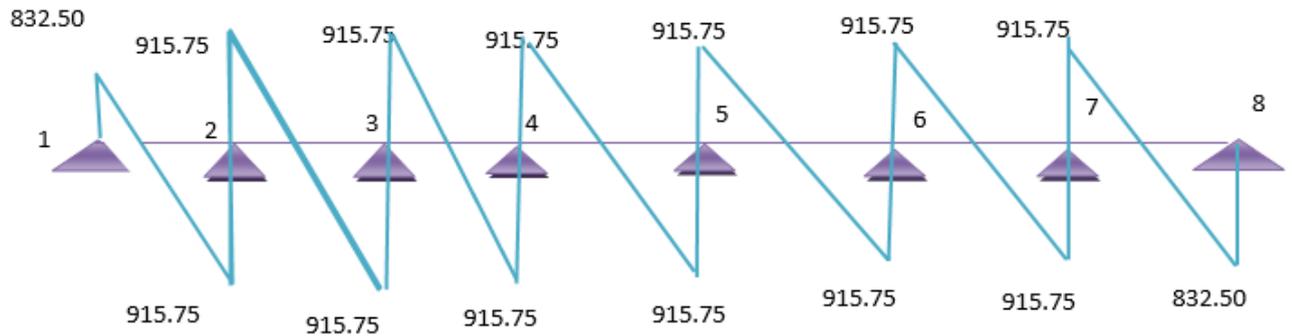


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

Tableau III 4 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en appuie (type1)

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
ELU (daN.m)	-213,89	-534,73	-427,78	-427,78	-427,78	-427,78	-534,73	-213,89
ELS (daN.m)	-156,09	-390,23	-312,19	-312,19	-312,19	-312,19	-390,23	-156,09

- **Résultat :**

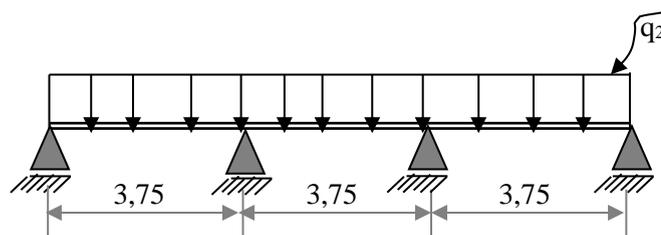
Tableau III 5 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en travée (type1)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
ELU (daN.m)	748.62	641.67	695.14	695.14	695.14	641.67	748.62
ELS (daN.m)	546.33	468.23	507.30	507.30	507.30	468.28	546.33

- **Application de la méthode forfaitaire :**

- **Type 2 : (étage courant)**

$$\left\{ \begin{array}{l} G= 486 \text{ daN/m}^2 \\ P=150 \text{ daN/m}^2 \\ Q_u=881,1 \text{ daN.m} \\ Q_s=636 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$



- **Moments fléchissant (M)à l'ELU :**
- **Méthode forfaitaire (3 travées) :**

Tableau III.6 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U

Portée	3,75	3,75	3,75
G : permanentes	486	486	486
Q : exploitation	150	150	150
Pu=(1,35G+1,5Q)	528,66	528,66	528,66
Charge ELU en kg			
Ps(G+Q)	381,60	381,60	381,60
Charge ELS en kg			
$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$		1,00	1,00
M(iso)	929,29	929,29	929,29
Ma	-185,86	-464,64	-464,64
Mt (travée) en kg.m	590,45	497,52	590,45
α (travée)	0,236	0,236	0,236
Mt+(Mw+Me)/2	915,17	962,16	915,17
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	995,04	995,04	995,04
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
Mt (travée à prendre) en kg.m	699,79	530,39	699,79

- **Moments fléchissant (M) à l'ELS :**

Tableau III.7 : Calcul des moments fléchissant à l'E.L.S

M(iso) travée ELS (Ps)	670,78	670,78	670,78
k(travée)	1,385	1,385	1,385
Ma (appui)	-134,16	-335,39	-335,39
Mt(travée) en kg.m	426,20	-335,12	426,20
Mt+(Mw+Me)/2	660,97	694,51	660,97
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05 Mo]	718,24	718,24	718,24
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
Mt (travée à prendre) en kg.m	483,47	382,85	483,47

- **Résultat :**

Tableau III.8 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en appuie (type2)

Appui	1	2	3	4
ELU (daN.m)	-185.86	-464.64	-464.64	-185.86
ELS (daN.m)	-134.16	-335.39	-335.39	-134.16

Tableau III.9 : Tableau récapitulatifs de différents moments en travée (type2)

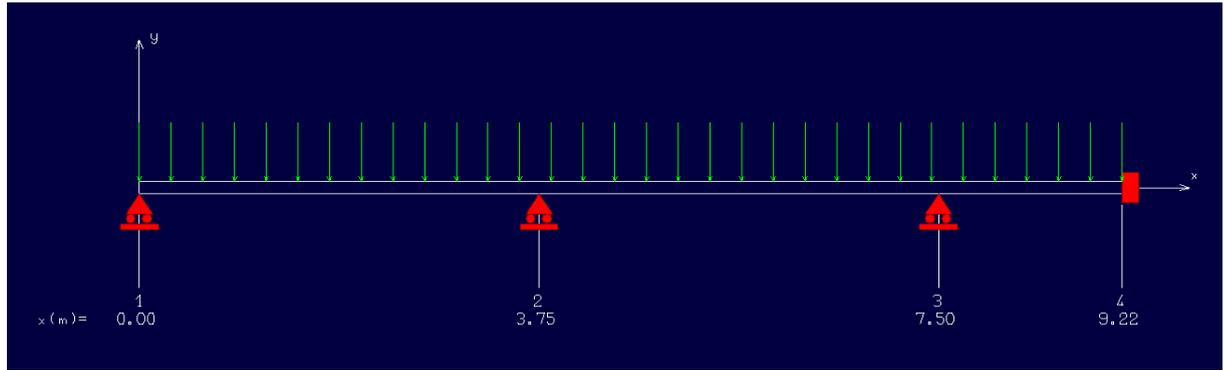
Travée	1-2	2-3	3-4
ELU (daN.m)	669.79	530.39	669.79
ELS (daN.m)	483.47	382.85	483.47

- **Application de la méthode Caquot :**

- **Type 3 : (étage courant)**

$$\left[\begin{array}{l} G= 486 \text{ daN/m}^2 \\ P=150 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Schéma statique :**



- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire pour Type 3 :**

- La surcharge $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 486 ; 500 \text{ daN/m}^2)$ **Condition vérifiée.**
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées..... **condition vérifiée.**
- Fissuration préjudiciable **condition non vérifiée**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

$$\frac{3,75}{1,72} = 2,18 \geq 1,25 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

- La fissuration est considérée comme préjudiciable et non peu nuisible..... **condition vérifiée**

- **Conclusion :**

Donc la méthode de caquot est applicable pour plancher terrasse.

- **Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire :**

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 4,86 + 1,5 \times 1,50) = 8,811 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{q_u} = q_u \times 0.6 = 8,811 \times 0.6 = 5,2866 \text{ kN/m}_L$$

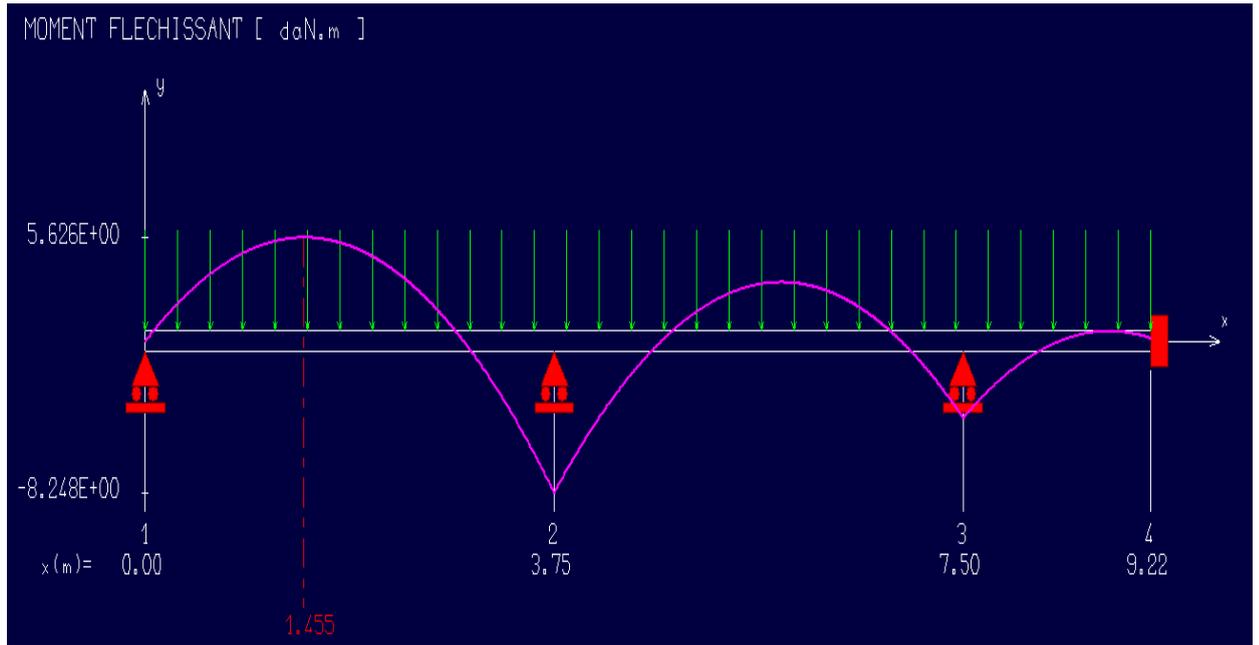


Fig.III.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS

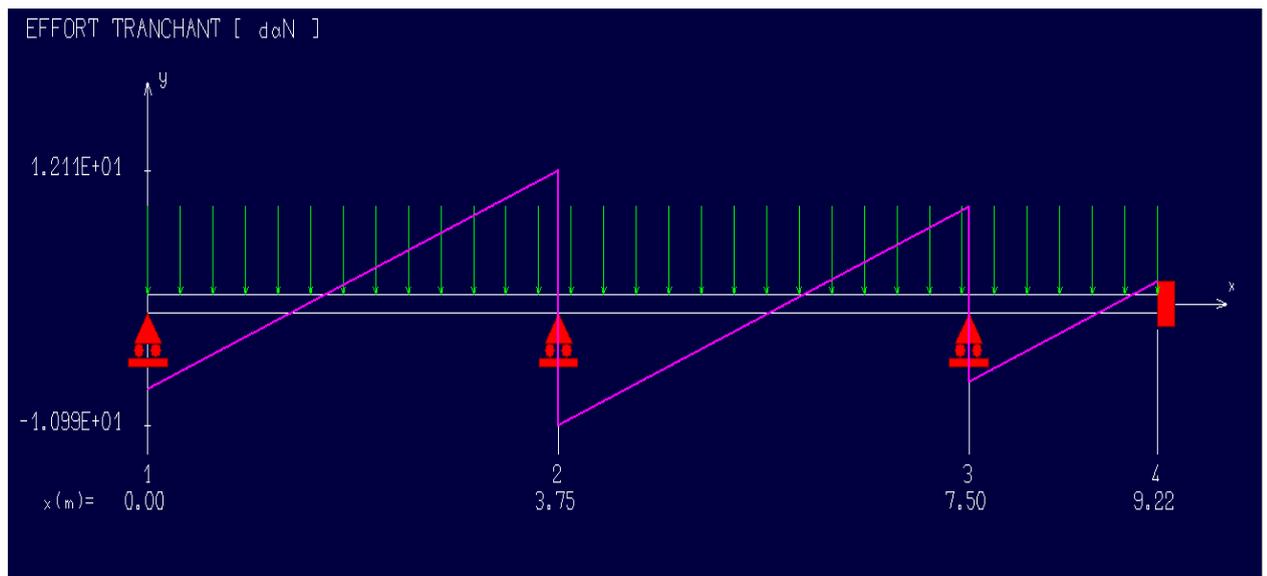


Fig.III.13 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

- **Résultat :**

Tableau III.10 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en appuie (type3)

Appui	1	2	3	4
ELU (daN.m)	-185.86	-464.64	-464.64	-185.86
ELS (daN.m)	-134.16	-335.39	-335.39	-134.16

Tableau III.11 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en travée (type3)

Travée	1-2	2-3	3-4
ELU (daN.m)	669.79	530.39	669.79
ELS (daN.m)	483.47	382.85	483.47

Tableau III.12: Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux

Types	Moments en travées [daN .m]		Moments en appuis [daN .m]		Efforts tranchants T [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	748,62	546,62	534,73	390,23	1140,75
2	669,79	483,47	464,64	355,39	915,75
3	936,71	676,14	468,35	482,96	12,21

III.3.5 Détermination des armatures :

a. En travées :

➤ **E.L.U :**

$M_t^u = 748.62 \text{ daN.m}$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 N.m$$

$$M_t^u = 7486.2 N.m < M_T = 54528 N.m$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression ; Donc la section de calcul sera comme une section rectangulaire de dimension (b×h) = (60×20) [cm²].

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7486.2}{14.2 \cdot 60 \cdot (18)^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_{AB} = 0,186 \implies A \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7486.2}{348 \cdot 0,986 \cdot 18} = 1.21 \text{ cm}^2$$

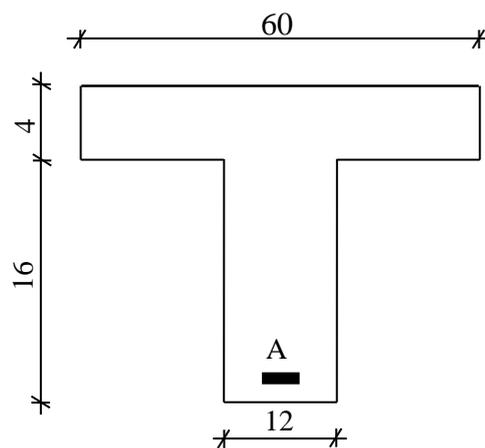


Fig.III.14: Section de calcul

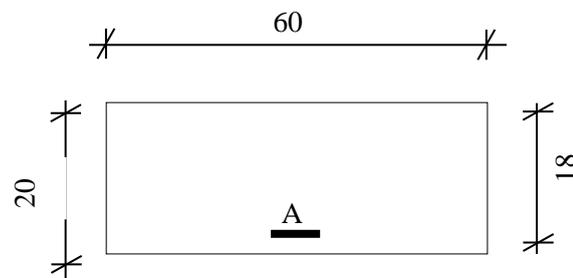


Fig.III.15 : Section de calcul en travée

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,21 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

➤ E.L.S :

$$M_t^{ser} = 546,62 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 \cdot A (d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 4) = -231,9$$

⇔ L'axe neutre se trouve dans la nervure ⇔ la section de calcul est une section en T :

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \cdot 4 + 15 \cdot 3,39}{12} = 20,24 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \cdot 4^2 + 30 \cdot 3,39 \cdot 18}{12} = 216,55 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -20,24 + \sqrt{20,24^2 + 216,55} = 4,78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \cdot 4,78^3 - (60 - 12)(4,78 - 4)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 4,78)^2$$

$$I = 11063,69 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{5466,2}{11063,69} = 0,494$$

$$\underline{\sigma}_b = K \cdot y_1 = 0,494 \times 4,78 = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible :

[Aucune vérification pour (σ_s)]

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

✓ Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

b. En appui :

➤ E.L.U :

$$M_a^u = 534,73 \text{ daN.m}$$

⇔ $M_a^u < 0$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$) = (12 × 20) cm².

- **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5347,3}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,097$$

$$\mu < \mu_L = 0,392(\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000\xi_s > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,127$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,948$$

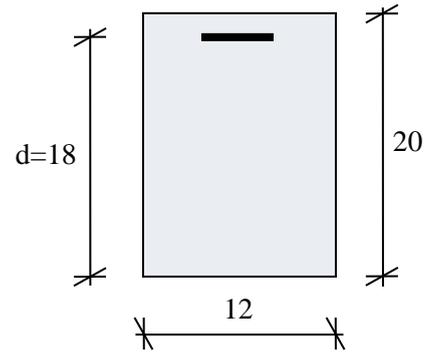


Fig.III.16: Section de calcul en appui.

- **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5347,3}{348 \times 0,948 \times 18} = 0,90\text{cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,23\text{cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$2\text{T}12 \longrightarrow A = 2,26\text{cm}^2$$

f. **E.L.S:**

$$M_a^s = -390,23\text{daN.m}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \text{il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$

$$si \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{534,73}{390,23} = 1,37$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,127$$

⇒ Inégalité vérifiée ⇒ aucune vérification pour la contrainte du béton

⇒ Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

- **Choix des armatures :**

$$2\text{T}12 \longrightarrow A = 2,26\text{cm}^2$$

III.3.6 Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

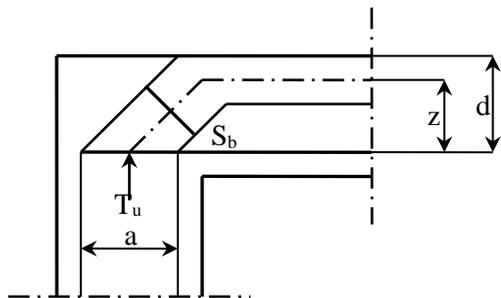


Fig.III.17 : L'influence de l'effort tranchant

Sur un appui de rive.

$$T_u^{max} = 1140,75 \text{ daN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- $T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$
- Avec :
 - $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$
 - $T_u = 11407,5 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 16,2 \cdot 12 \cdot 10^2 \cdot 25 = 129762 \text{ N}$

⇒ il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right) \dots \dots \dots [\text{BAEL91/H.IV.2}]$$

$$A_l = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(11407,5 - \frac{5347,3}{0,9 \cdot 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,32 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot x \cdot d} = \frac{11407,5}{12 \times 18 \times 100} = 0,53 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible :}$$

$$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.}$$

c. Section et écartement des armatures transversales A_t :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right) \dots \dots \dots [\text{BAEL91/H.III.3}].$$
- Avec :
 - h : Hauteur totale de la poutrelle.
 - ϕ_L : Diamètre des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12\right) = 0,57cm$$

On prend : $\phi_t = 6mm$ de nuance d'acier FeE235 $\implies A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2$

d. L'espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

- Avec :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}K)}{0,9f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40cm) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4Mpa & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times 0,4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{12 \times 1,15 (0,53 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(16,2 ; 40) cm \\ \delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq -87,35cm < 0 \Rightarrow \text{cette valeur ne sera pas prise en compte.} \\ \delta_t \leq 16,2cm \\ \delta_t \leq 27,91cm \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(16,2 ; 27,91)cm \Rightarrow \delta_t \leq 16,2cm$$

$$\implies \text{On prend : } \delta_t = 15cm$$

III.3.7 Vérification de la flèche :

D'après les règles CBA 93, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées (La vérification de la flèche se fait à l'ELS):

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t^{ser}}{M_a^{ser}} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

1. Avec : L : La portée de la travée entre axe.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

M_t^{ser} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_a^{ser} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

a. Vérification des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,063 \rightarrow \text{C.N.V} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0,05 < \frac{1}{10} \cdot \frac{546,62}{390,23} = 0,14 \rightarrow \text{C.N..V} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{C.N..V} \end{array} \right.$$

- **Conclusion :**

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

- On a :

$$G = 640 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 640 + 100 = 740 \text{ Kg/m}^2$$

$$J = 640 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Pour } \frac{2}{3} G \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 426,67 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 627 + 100 = 493,33 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 426,67 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 426,67 \times 0,60 = 256,02 \text{ N/ml} \\ P = 493,33 \times 0,60 = 296 \text{ N/ml} \\ J = 426,67 \times 0,60 = 256,02 \text{ N/ml} \end{array} \right.$$

b. Calcul des moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,70 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{2560,02 \times (3,75)^2}{8} = 3150,02 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,70 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{296 \times (3,75)^2}{8} = 364,22 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,70 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{2560,02 \times (3,75)^2}{8} = 3150,02 \text{ N.m.} \end{array} \right.$$

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

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

- **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(60,4)(2+16) + [16 \cdot 12,8] + 15,3 \cdot 39,2}{(60,4) + (16 \cdot 12) + 15,3 \cdot 39}$$

$$y_G = 12,34 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60.(12,34)^3}{3} - \frac{(60-12).(12,34-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12,34)^3}{3} + 15.3,39.(18-12,34)^2$$

$$I_g = 31726,95 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentages des armatures :**

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,39}{12 \times 18} = 1,56 \xrightarrow{\text{TABLEAU de BAEL 91}} \beta_1 = 0,837$$

ρ : Le pourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

c. **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3150,02}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 61,67 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3642,2}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 71,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3150,02}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 61,67 \text{ MPa.}$$

- **Calcul de μ_g , μ_p , μ_j**

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 61,67 + 2,1} \right] = 0,38$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 71,31 + 2,1} \right] = 0,44$$

$$\mu_J = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 61,67 + 2,1} \right] = 0,38$$

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

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

Avec :

I_f = moment d'inertie fictif.

λ_i = pour les déformation instantanées.

λ_v = pour les déformation de long durée.

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,0156} = 2,59$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot 2,59 = 1,036$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,38)} = 17588,77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 1,036 \times 0,38)} = 25041,36 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,44)} = 16311,29 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,38)} = 17588,77 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches partielles (total et admissible) :**

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{5596,52 \times (375)^2}{10 \times 32164 \times 17588,77} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{5596,52 \times (375)^2}{10 \times 10819 \times 25041,36} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{6935,4 \times (375)^2}{10 \times 32164 \times 16311,29} = 0,19 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^J} = \frac{5596,52 \times (375)^2}{10 \times 32164 \times 17588,77} = 0,14 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) \leq \Delta f_{t,max}$

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0,29 - 0,14) + (0,19 - 0,14)$$

$$\Delta f_t = 0,20 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

Pour $L = 3,75m > 5,00m$

Donc : $\Delta f_t = 0,20 \text{ cm} < \Delta f_{t,max} = 0,875 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifier**

$$\Delta f_{t,max} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{375}{1000} + 0,5 = 0,875 \text{ cm}$$

- **Conclusion :** la flèche est vérifiée.

III.3.8 Dessin de ferrailage :

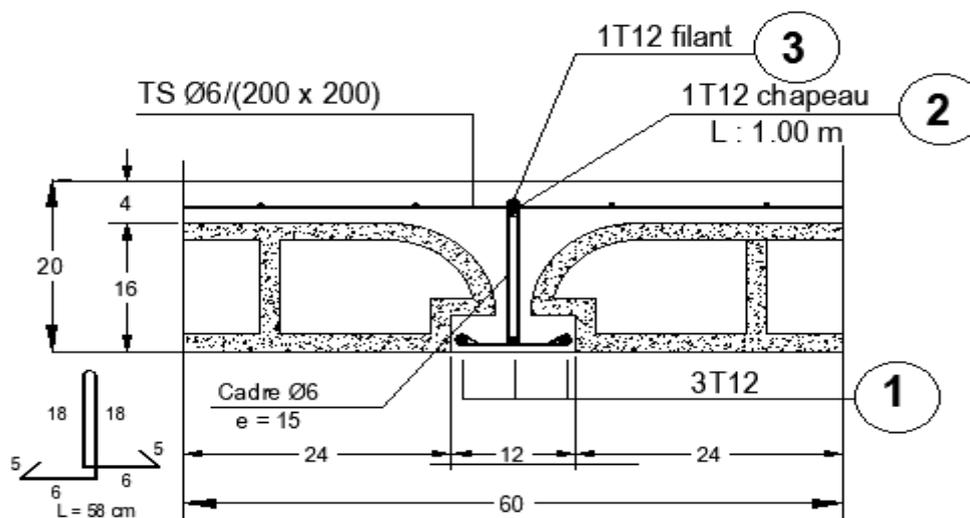


Fig.III.19 : ferrailages de poutrelle

III.4. Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

III.4.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II)

⇒ le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

-La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;

-Considérons 2 bandes :

- Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1m et
- Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes (voir Fig.III.21).

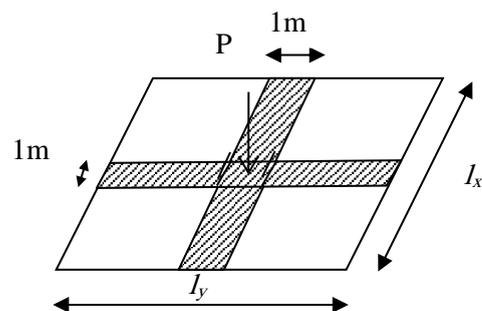
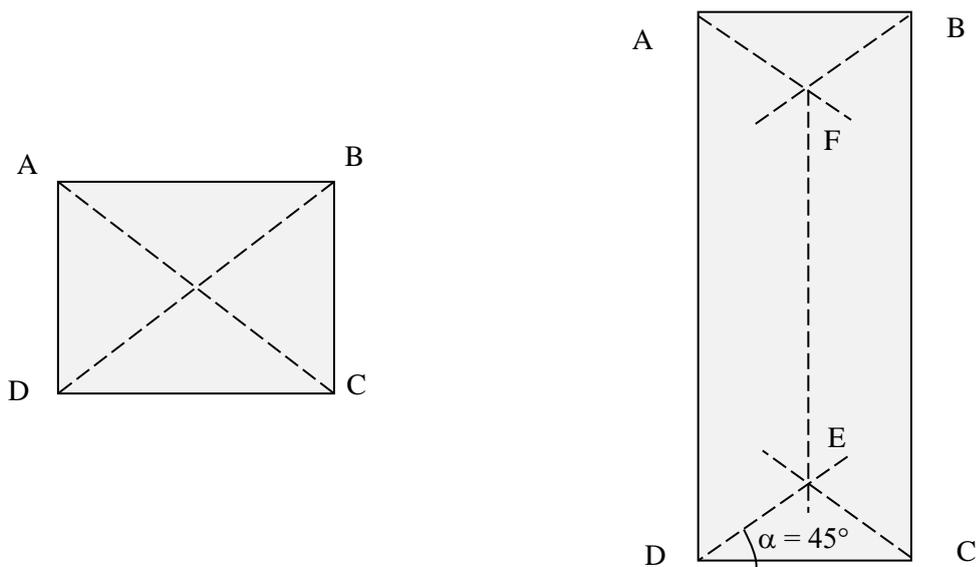


Fig.III.20: Hypothèse de calcul.

✓ Constatations :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.III.22.).



a- Panneau de dalle de forme carrée b-Panneau de dalle de forme rectangulaire

Fig.III.21 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

➤ **Conclusion :**

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement :
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.[A.7.2,2 BAEL 91].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec : } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

On prendra : $\Rightarrow \phi = 10\text{mm}$.

➤ **Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91].**

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

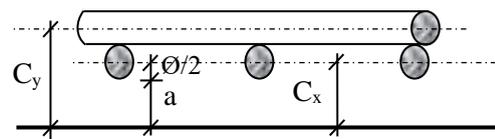


Fig.III.22 : Enrobage

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

III.4.2. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\begin{cases} G = 6,06 \text{ KN/m}^2, \\ Q = 2,50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

a. Combinaison fondamentale :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6,06 + 1.5 \times 2,50 = 11,931 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 11,931 \text{ kN/mL.}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 6,06 + 2,50 = 8,56 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1.00 = 8,56 \text{ kN/mL.}$$

b. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \overline{q_{ser}} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

c. Mode d'encastrement :

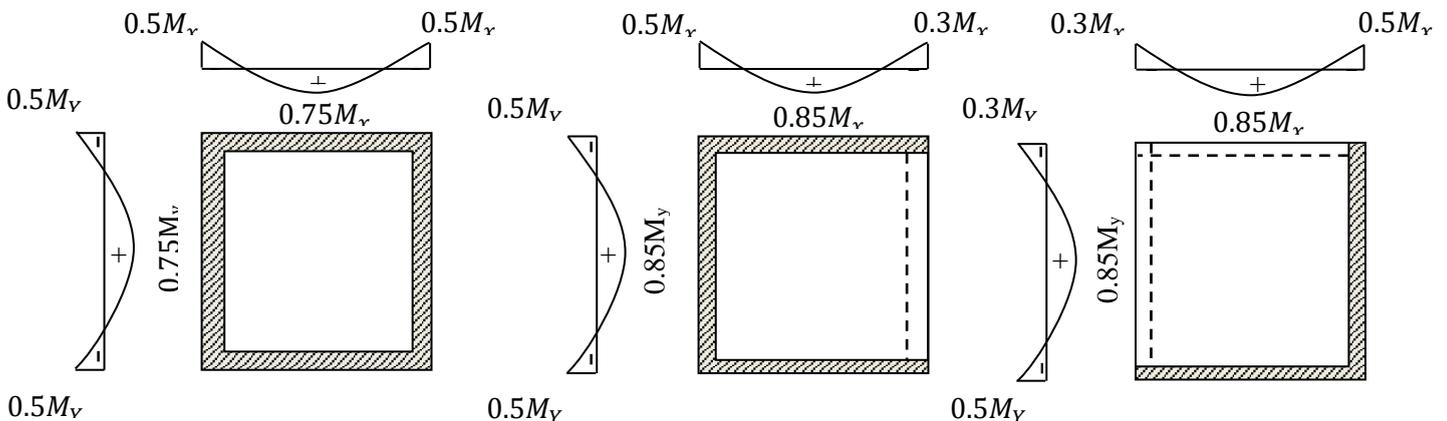


Fig.III.23 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

• **Calcul des moments fléchissant :**

Le panneau porte dans deux sens l_x et l_y

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q l_x^2 \text{ « sens } l_x \text{ » (bande parallèle à } l_x) \\ M_y = \mu_y \times M_x \text{ « sens } l_y \text{ » (bande parallèle à } l_y) \end{cases}$$

$L_x = 3,75 \text{ m} ; L_y = 5,15 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{5,15} = 0,734 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte suivant deux sens .}$$

Tableau.III.13 : Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y [art 2.1.2/ BAEL91]

Calculs	μ_x	μ_y
Sollicitation à l'E.L. U et à E.L.S	$\frac{1}{8(1+2,4 \times \alpha^3)}$	$\alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] \geq \frac{1}{4}$
Déformations à l'E.L. S	$\frac{1}{8(1+2 \times \alpha^3)}$	$\alpha^2 [1 + \frac{3}{2}(1-\alpha)^2] \geq \frac{1}{4}$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4 \times \alpha^3)} = \frac{1}{8(1+2,4 \times 0,734^3)} = 0,0641$$

$$\mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] = 0,734^3 \times [1,9 - 0,9 \times 0,734] = 0,4901 > \frac{1}{4}$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0641 \times 11,931 \times 3,6^2 = 9,911 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 0,4901 \times 9,911 = 4,857 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E L S) :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0641 \times 8,56 \times 3,6^2 = 7,111 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 0,4901 \times 7,111 = 3,485 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **Remarque :**

Pour les calculs des ferrailrages de la dalle plein, on prendre le cas le plus défavorable.

Tableau.III.14 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (kN.m)	-4,955	-3,555	-2,429	-1,7425
M_t (kN.m)	8,424	6,044	4,128	2,96225

III.4.3. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**- Sens (X-X) :****a. En travée :****➤ ELU :****- Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8424}{14,2 \times (14,5)^2 \times 100} = 0,028$$

$$FeE400 \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,986$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{8424}{348 \times 0,986 \times 14,5} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité).

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400).

- Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(1,69 ; 1,28) \Rightarrow A = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ E.L.S:

$$M_{tx}^{ser} = 6,044 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{8,424}{6,044} = 1,39$$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4 > \alpha = 0,036$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\bar{\sigma}_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

\Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

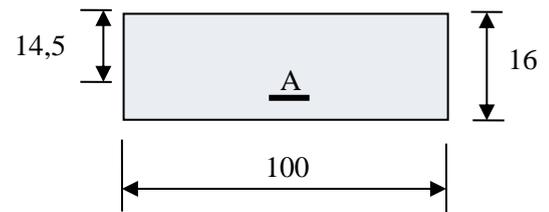


Fig.III.24 : Section de calcul en travée sens x-x.

b. En appuis :➤ **ELU :**

-
- Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,992$$

-
- Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4955}{348 \times 0,992 \times 14,5} = 0,989 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité).

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) .

-
- Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(1; 1,28) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix des armatures :

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} (e = 25 \text{ cm})$$

➤ **E.L.S:**

$$M_{ax} = -3,555 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{4,955}{3,555} = 1,39$$

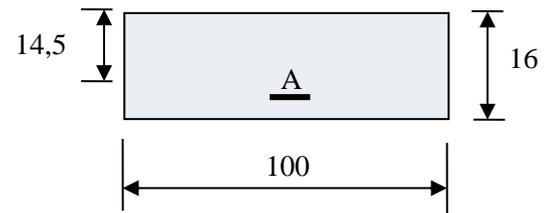
$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4 > \alpha = 0,021$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-
- Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))} \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.**Fig.III.25 : Section de calcul en appuis sens x-x.**

- **Sens (Y-Y) :**

a. **En travée :**

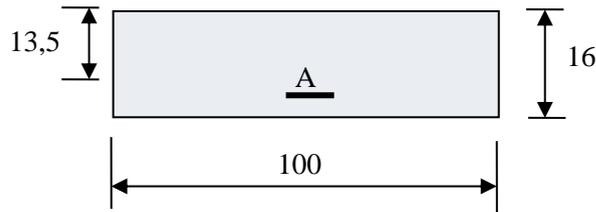


Fig.III.26 : Section de calcul en travée sens y-y

b. **En appui :**

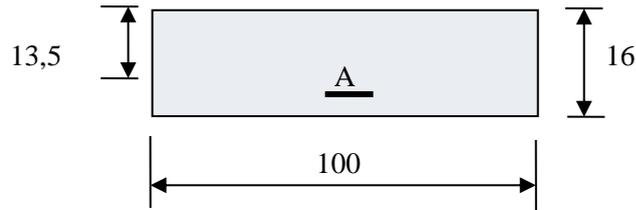


Fig.III.27 : Section de calcul en appui sens y-y

✓ **Sens Y-Y :**

a. **En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_{ty}^u = 4,128 \text{ kn.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4128}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4128}{348 \times 0,992 \times 13,5} = 0,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité).

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ **ELS :**

$$M_{ty}^s = 2,962 \text{kn. m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- Acier FeE400

- Avec : $\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{4128}{2962} = 1.39$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,02$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.
 (Aucune vérification pour (σ_s))

❖ **Conclusion générale :**

Pour le ferrailage de la dalle pleine, on prendre le cas le plus défavorable c'est-à-dire le ferrailage (A_x) au sens X-X (sens longitudinal du bâtiment) et le ferrailage (A_y) au sens Y-Y (sens transversal du bâtiment) :

➤ **Sens X-X :**

- En travée :

$$4T10/ml \longrightarrow A_{tx} = 3.14 \text{cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{cm}).$$

- En appuis :

$$4T10/ml \longrightarrow A_{ax} = 3.14 \text{cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{cm}).$$

➤ **Sens Y-Y :**

- En travée :

$$4T10/ml \longrightarrow A_{ty} = 3.14 \text{cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{cm}).$$

- En appuis :

$$4T10/ml \longrightarrow A_{ay} = 3.14 \text{cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{cm}).$$

III.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte tangente.

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible.

T_u^{\max} : Effort tranchant max.

- Charges permanentes (RDC) :

$$G = 6,06 \text{ KN/m}^2$$

- Charges d'exploitation (RDC) :

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

➤ **ELU :** $1,35 \times 6,06 + 1,5 \times 2,5 = 11,931 \text{ KN/m}^2$

$$Tx = \frac{P \cdot Lx}{2 + \alpha} = \frac{11,931 \times 3,60}{2 + 0,734} = 15,710 \text{ KN}$$

$$Ty = \frac{P \cdot Ly}{3} = \frac{11,931 \times 3,60}{3} = 14,3172 \text{ KN}$$

$$Tu^{\max} = 1571 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{15710}{1000 \times 144} = 0,11 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

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

} ⇒ Les armatures transversales
Ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

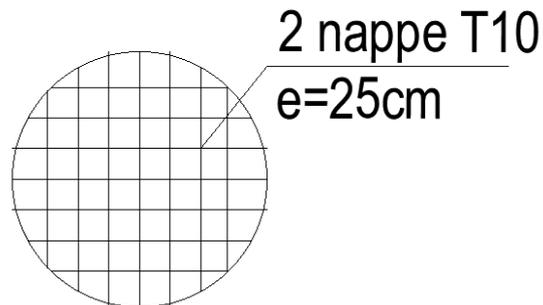


Fig.III.28 : ferrailages de dalle pleine

IV. Étude des éléments secondaire

IV.1. Etude des escaliers :

IV.1.1. Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment, les composantes d'escalier présenté dans la (Figure IV-1), il est soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Ces différentes charges peuvent entraîner les dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation – fissuration ou même la ruine de l'escalier).

Pour éviter ce risque on, doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

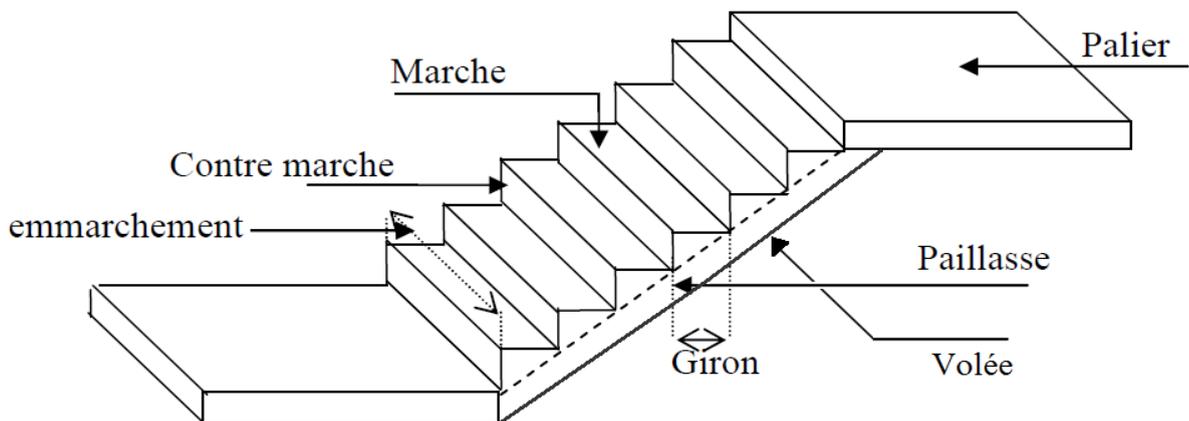


Fig.IV.1 : schéma d'un escalier.

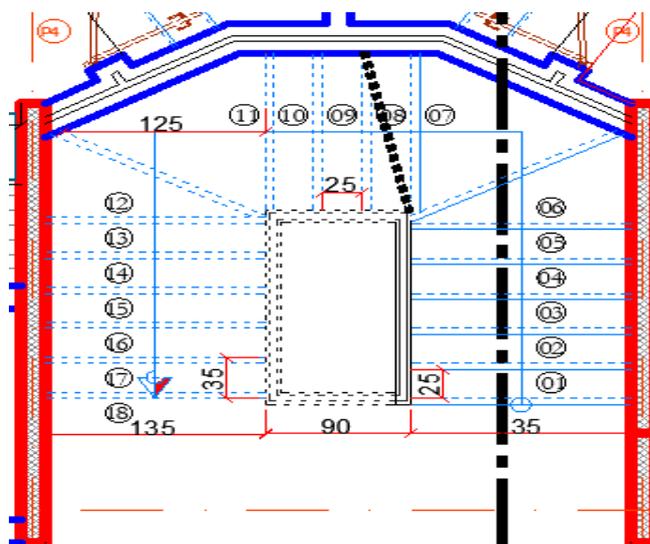


Fig.IV.2 : Vue en plan des escaliers

IV.1.1. Eléments constitutifs :

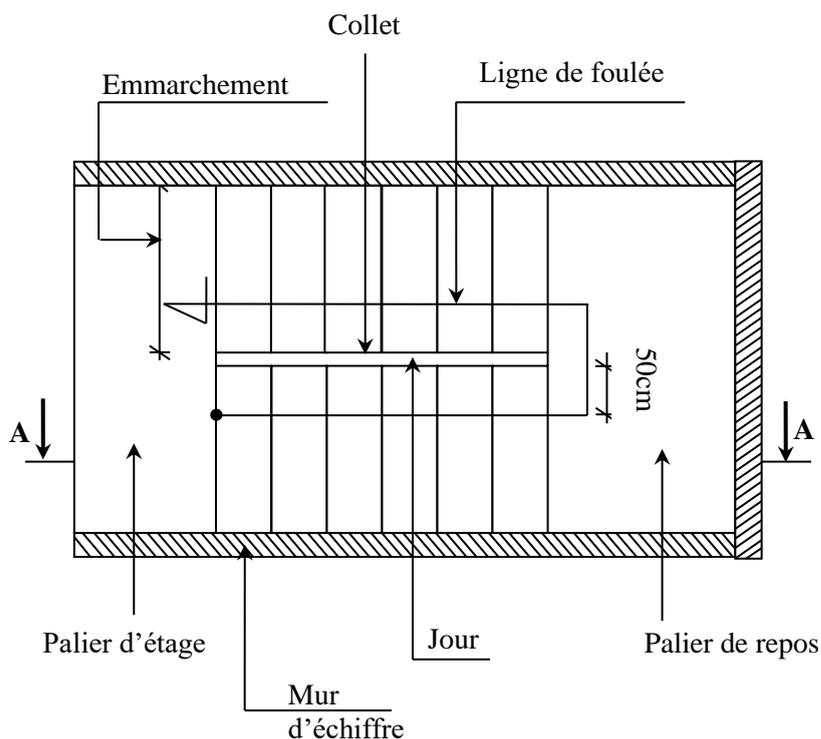


Fig. IV.3. Les éléments constitutifs d'un escalier

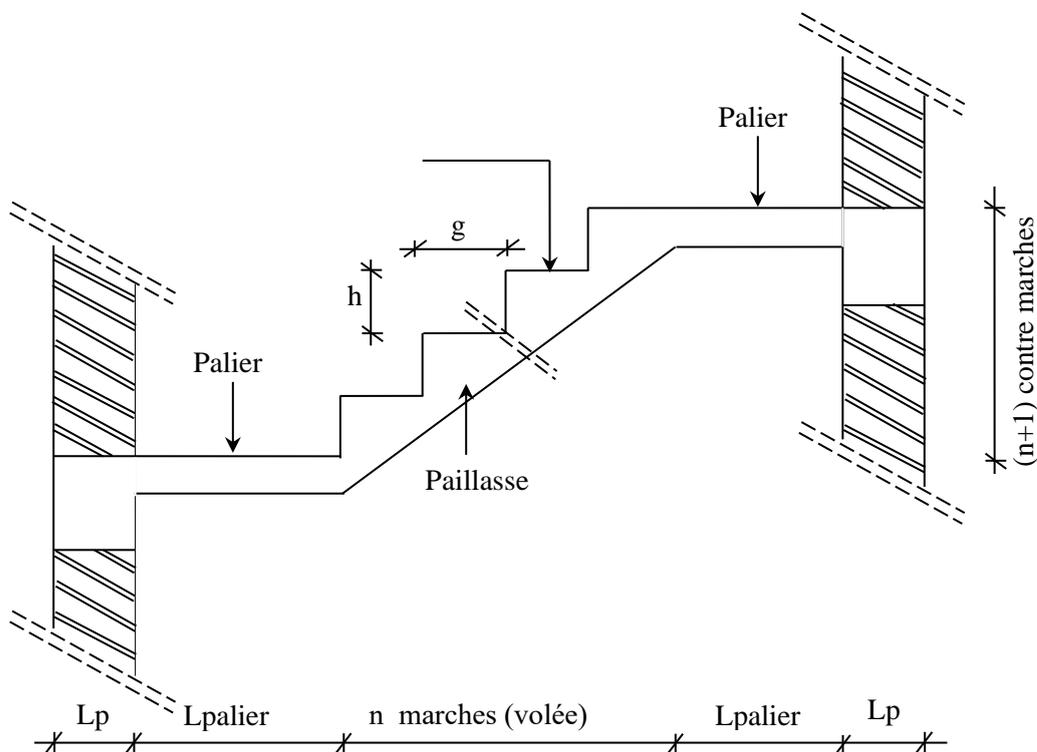


Fig. IV.4: Coupe AA

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du coté de jour).
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage
- Dans notre projet, on a 02 types d'escaliers :
- **Type 1** : Escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires

IV.1.3. Prédimensionnement RDC :

Le prédimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} ;$$

$$h = 17\text{cm.} \qquad g = 30\text{cm.}$$

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

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

Contre marches ; N_c : nombre des contre marches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$$

On aura 24 contre marches ($N=10$ contre marches par volées (1), (3) et $N=04$ contre marche volée (2)).

$n = N-1 = 10-1 = 09$ marches par volées (1),(3) et $n=N-1=4-1= 03$ marche pour volée (2).

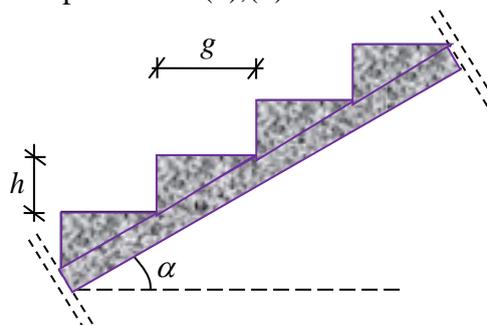


Fig. IV.5: schémas de la paillasse

- **La longueur de la paillasse :**

➤ Volées (1) et (3) :

$$h=10 \times 0.17=1.7\text{m}$$

$$g=9 \times 0.30=2.7\text{m}$$

$$L_p = \sqrt{(H)_+^2 + (G)^2} = \sqrt{(1,7)^2 + (2,7)^2} = 3,20\text{m}$$

➤ Volée (2) :

$$h=4 \times 0.17=0.68\text{m}$$

$$g=3 \times 0.30=0.90\text{m}$$

$$L_p = \sqrt{(h)_+^2 + (g)^2} = \sqrt{(0,68)^2 + (0,90)^2} = 1,13\text{m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :** (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \begin{cases} \frac{L_{\text{pai}}}{30} < E_{p1} < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{320}{30} < e_{p1} < \frac{320}{20} \\ \frac{L_{\text{pai}}}{30} < E_{p2} < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{113}{30} < e_{p2} < \frac{113}{20} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{cases} E_{p1} = (10.66 ; 16) \text{ cm} \\ E_{p2} = (3.76 ; 5.65) \text{ cm} \end{cases} \right\} \quad \text{pour des raisons pratique, on prend} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{E_p = 16\text{cm.}}$$

IV.1.4. Prédimensionnement étage courant :

Le prédimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} ;$$

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

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

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

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches}$$

Nc: nombre des contre marches.

On aura 18 contre marches (N=07 contre marches par volées (1), (3) et N=04 contre marche volée (2)).

n = N-7 = 9-1 = 06 marches par volées (1), (3) et n=N-1=4-1= 03 marche pour volée (2).

- **La longueur de la paillasse :**

✓ Volées (1) et (3) :

$$h=7 \times 0.17=1.19\text{m}$$

$$g=6 \times 0.30=1.8\text{m}$$

$$L_p = \sqrt{(H)_+^2 + (G)^2} = \sqrt{(1,19)^2 + (1,8)^2} = 2,16\text{m}_-$$

✓ Volée (2) :

$$h=4 \times 0.17=0.68\text{m}$$

$$g=3 \times 0.30=0.90\text{m}$$

$$L_p = \sqrt{(h)_+^2 + (g)^2} = \sqrt{(0,68)^2 + (0,9)^2} = 1,13\text{m}$$

- **Epaisseur de la paillese :** (paillese porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\text{pai}}}{30} < Ep_1 < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{216}{30} < ep_1 < \frac{216}{20} \\ \frac{L_{\text{pai}}}{30} < Ep_2 < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{113}{30} < ep_2 < \frac{113}{20} \end{array} \right.$$

D'où : $\left\{ \begin{array}{l} Ep_1 = (7,2 ; 10,8) \text{ cm} \\ Ep_2 = (3,76 ; 5,65) \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow$ pour des raisons pratique, on prend **Ep = 10 cm.**

IV.1.5. Descente de charges :

IV.1.5.1 Volée :

a. Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) 104 daN/m²
- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$) 58,94 daN/m²
- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$) 187 daN/m²
- Poids propre de la paillese ($2500 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$) 459,76 daN/m²
- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$) 31,00 daN/m²

G₁ = 840,7 daN/m²

b. Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$.

c. Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 840,7 + 1,5 \times 250 = 1509,945 \text{ daN/m}^2$.

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 840,7 + 250 = 1090,7 \text{ daN/m}^2$.

- Pour une bande de 1m de largeur :

$q_1^u = q_1^u \times 1.00 = 1509.95 \times 1.00 = 1509.95 \text{ daN/m}_L$.

$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 1090.66 \times 1.00 = 1090.7 \text{ daN/m}_L$.

IV.1.5.2 Palier:

a. Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) 104 daN/m²
- Poids propre du palier ($2500 \times ep$) 400 daN/m²
- Enduit au ciment ($18 \text{ daN/m}^2/\text{cm} \times 1.5\text{cm}$) 27 daN

G₂ = 531 daN/m²

b. Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

c. Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 531 + 1.5 \times 250 = 1091.85 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q = 531 + 250 = 781 \text{ daN/m}^2.$$

- Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_2^u} = q_2^u \times 1,00 = 1091,85 \times 1,00 = 1091,85 \text{ daN/m}_L.$$

$$\overline{q_2^{\text{ser}}} = q_2^{\text{ser}} \times 1,00 = 781 \times 1,00 = 781 \text{ daN/m}_L.$$

IV.1.6. Calcul du ferrailage volée (1) (3) :

a. Paillasse porteuse volée (1) et volée (3) :

- Schéma statique :

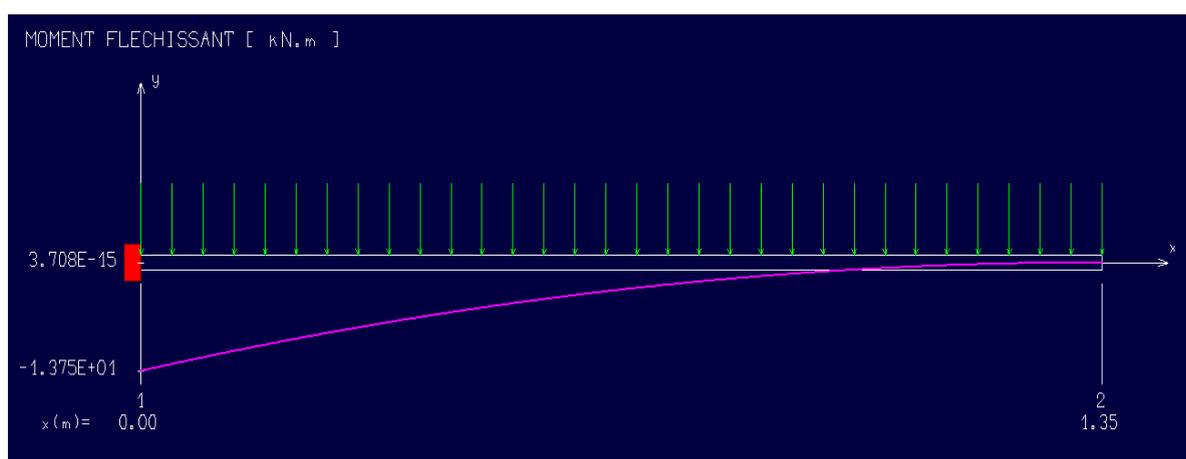
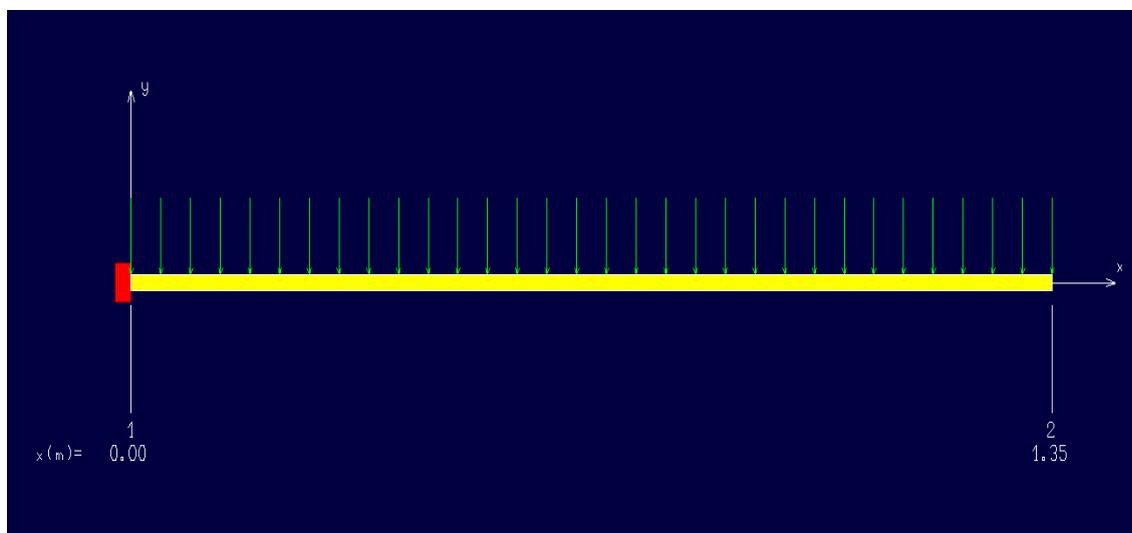


Fig. IV.6 : Diagramme volée (1) (3) du moment fléchissant à l'ELU (Niv RDC et étage courant)

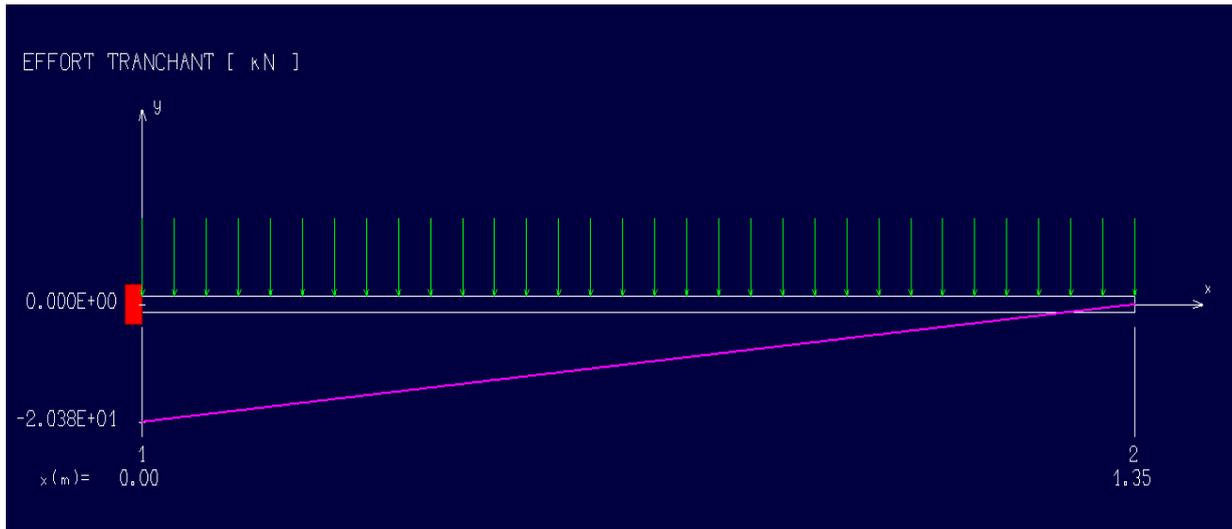


Fig. IV.7 : Diagramme volée (1) (3) de l'effort tranchant à l'ELU (Niv RDC et étage courant)

Tableau IV.1 : Les efforts agissent sur le Volée (1) (3) du RDC

Effort tranchant [KN]	Appuis [KN.M]
20,38	-13,75

- **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_a^u = -1375 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13750}{14.2 \times 100 \times (14)^2} = 0.049$$

$$\mu = 0.049 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.063$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.975$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13750}{348 \times 0.975 \times 14} = 2,88 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

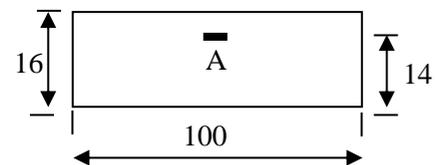


Fig.IV.8: Section de calcul de la pailasse

$$A_a = \max(A_a^u; A_{min}) = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39\text{cm}^2/\text{m}_L.$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[48 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(DTR cba93 a.7.2.4.2p97)

- Etat limite de service (E.L.S.) :

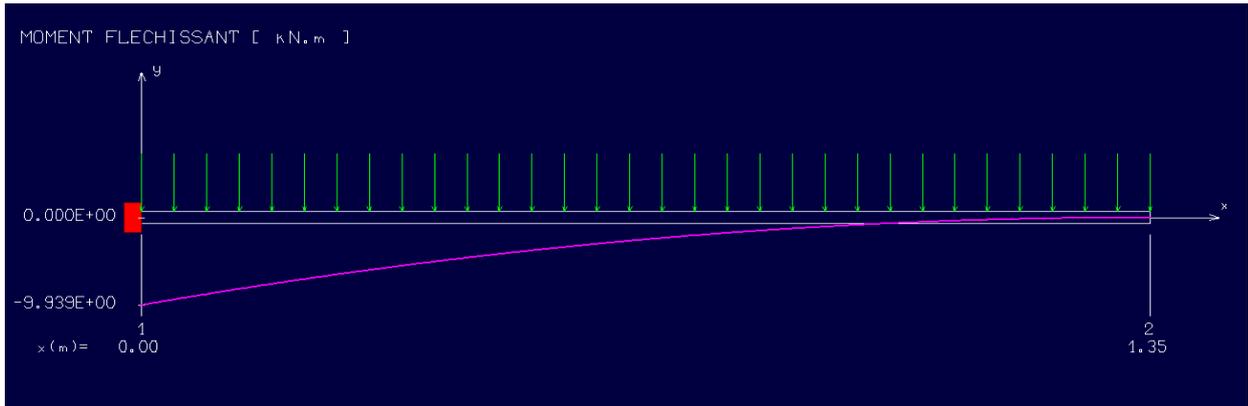


Fig. IV.9 : Diagramme volée (1) (3) du moment fléchissant à l'ELS (Niv RDC et étage courant)

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = -993,9 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1375}{993.9} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.440 > \alpha = 0,063 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

- Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.88}{4} = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5T10 \longrightarrow A = 3,93\text{cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 2038 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{20380}{100 \times 14 \times 100} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- **Schéma de ferrillage :**

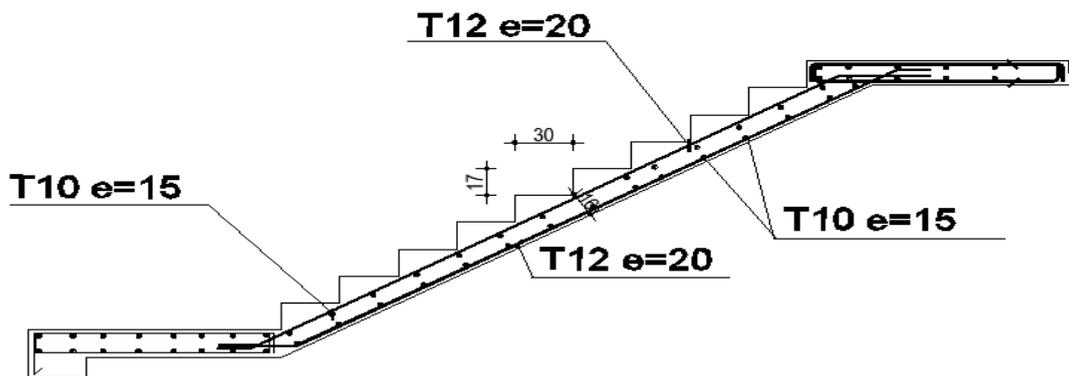
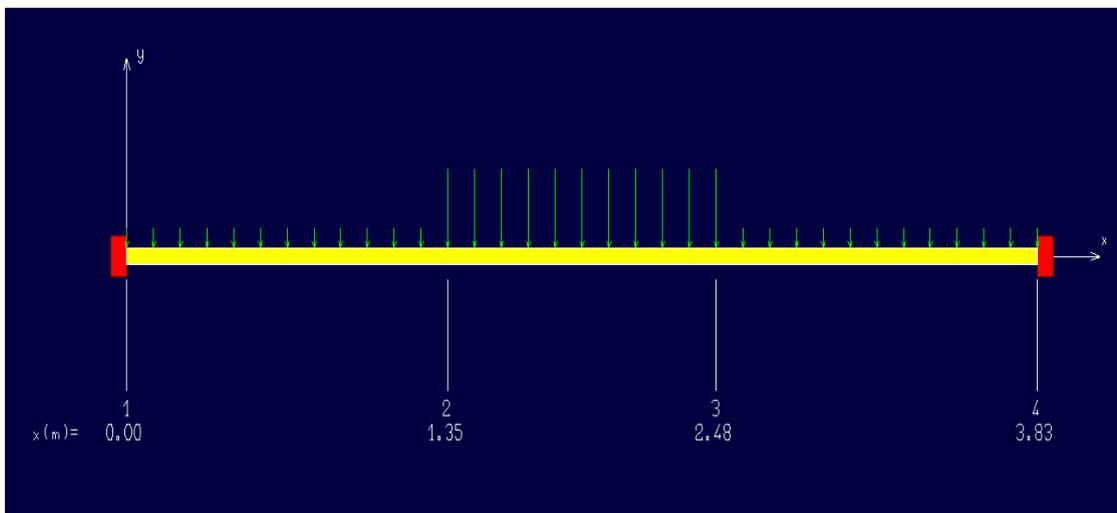


Fig.IV.10 : schéma ferrillage volée (1) (3) de l'escalier.

b. **Paillasse porteuse volée (2) :**

- **Schéma statique :**



- **ELS** : q palier = (531+250)×1=781 daN/m²

- **ELU** : q palier=(1.35×531+1,5×250) ×1 =1091.85 daN/m²

- **ELS** : q Paillasse = (840.7+250) ×1=1090.7 daN/m²

- **ELU** : q Paillasse=(1.35×840.7+1.5×250) ×1=1509.945 daN/m²

$$Q_{moy \ ELS} = \frac{781 \times 1,35 + 1090,7 \times 1,13 + 781 \times 1,35}{1,35 + 1,13 + 1,35} = 872,37 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_{moy\ ELU} = \frac{1091.85 \times 1.35 + 1509.945 \times 1.13 + 1091.85 \times 1.35}{1.35 + 1.13 + 1.35} = 1215,20 \text{ daN/m}^2$$

$$L_{moy} = 3,83 \text{ m}$$

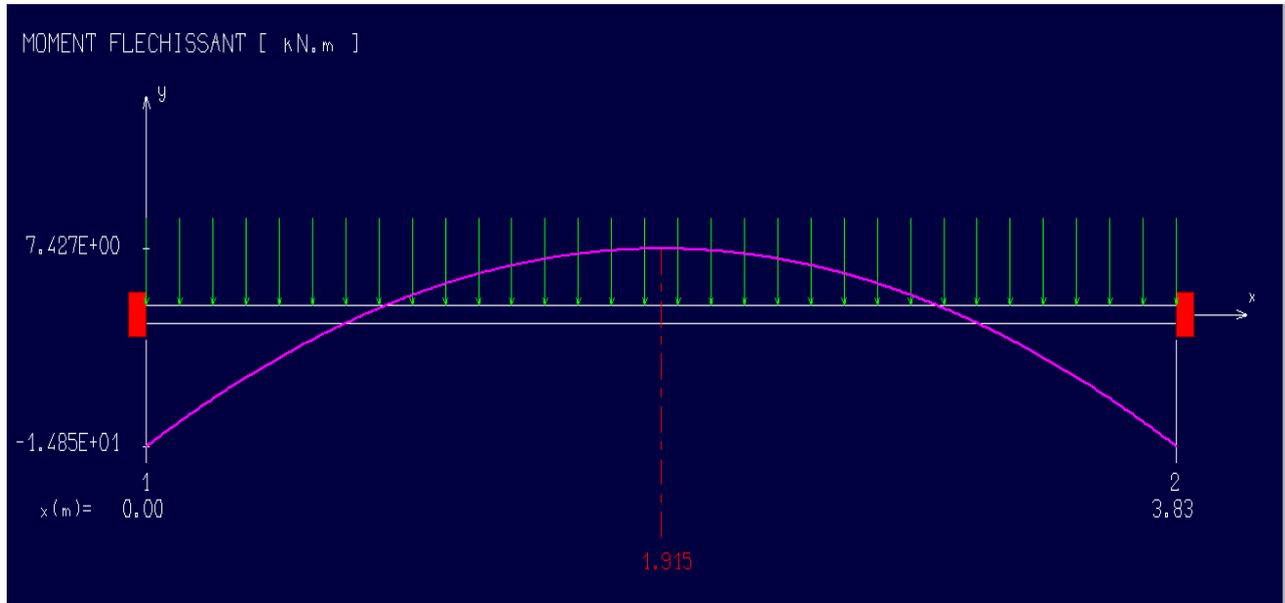


Fig. IV.11 : Diagramme volée (2) du moment fléchissant à l'ELU (Niv RDC et étage courant)

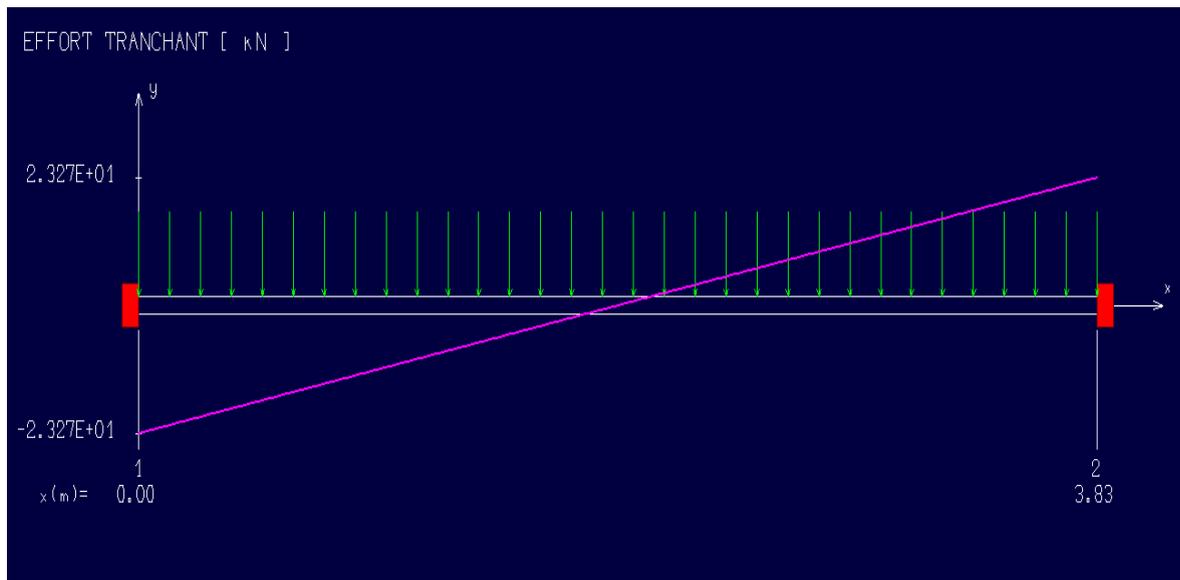


Fig. IV.12 : Diagramme volée (2) de l'effort tranchant à l'ELU (Niv RDC et étage courant)

IV 1.7 Calcul du ferrailage volée (2) :

a. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U):

$$M_t^u = 742,7 \text{ daN.m}$$

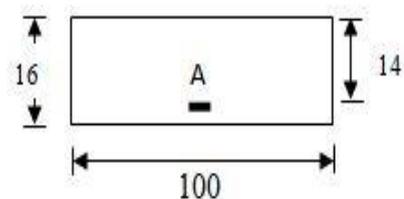


Fig.IV.13 : Section de calcul de la paillasse en travée

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7427}{14.2 \times 100 \times (14)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7427}{348 \times 0.986 \times 14} = 1.55 \text{ cm}^2/m_L$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) = 1,55 \text{ cm}^2/m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

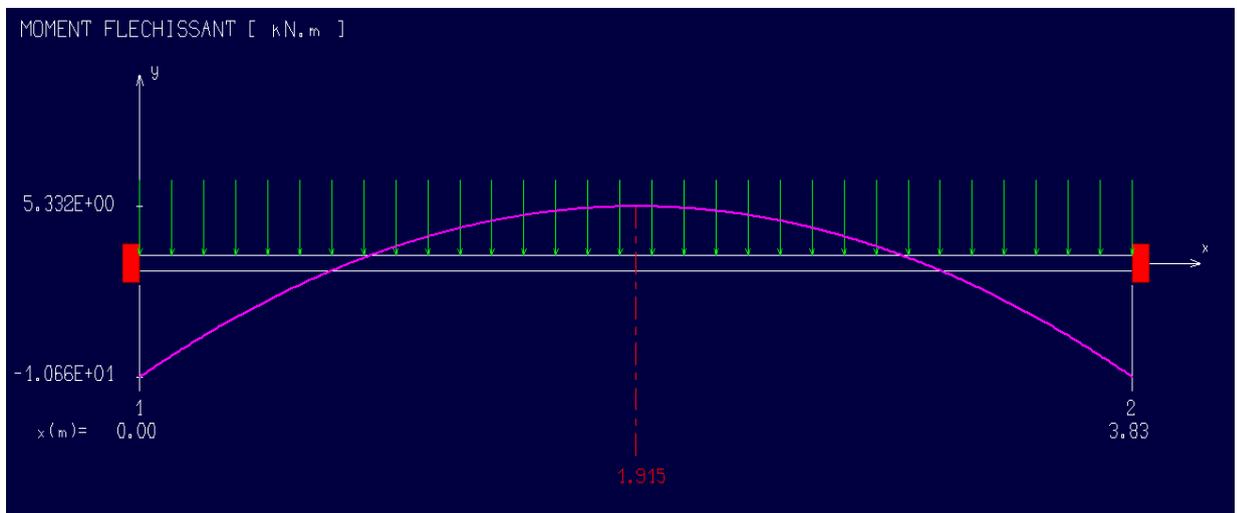


Fig. IV.14 : Diagramme volée (2) du moment fléchissant à l'ELS (Niv RDC et étage courant)

$$M_t^{ser} = 533.19 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\underline{\text{Avec :}} \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{742.7}{533.19} = 1.39 > \alpha = 0,032 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_u/4 = 2,01/4 = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{- Choix : } 2\text{T10} \longrightarrow A = 1,57 \text{cm}^2/\text{m}_L \\ \quad \quad \quad (\text{T10} \longrightarrow e = 15 \text{cm}) \end{array}$$

- **b. En appuis :**

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

$$M_a^u = -1485 \text{ daN.m}$$

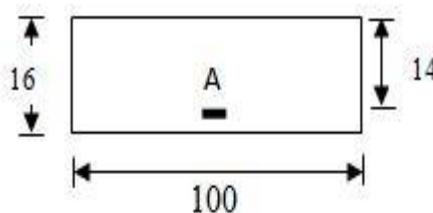


Fig.IV.15 : section de calcul

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14850}{14,2 \times 100 \times (14)^2} = 0,053$$

$$\mu = 0,053 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14850}{348 \times 0,972 \times 14} = 3,13 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) = 3,13 \text{cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T10} \longrightarrow A = 3,93 \text{cm}^2$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 15 \text{cm})$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_a^{ser} = -106,6 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\lambda^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1485}{1066} = 1,39$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0,068 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Conclusion :**

$$\bar{\sigma}_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour (σ_s)) } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2 / m_L$$

2T10 \longrightarrow $A = 1,57 \text{ cm}^2 / m_L$.

(T10 \longrightarrow $e = 15 \text{ cm}$).

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 2327 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{2327}{100 \times 14 \times 100} = 0,16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- **Schéma de ferrailage :**

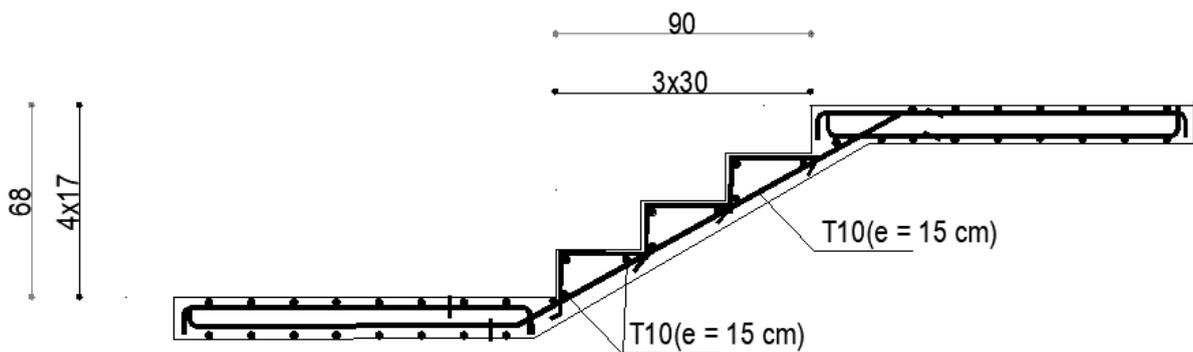


Fig.IV.16 : schéma ferrailage volée (2) de l'escalier.

IV.2. Etude de l'acrotère :

IV.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre « W_p » et une surcharge « F_p » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- La sécurité des gens, personnes.

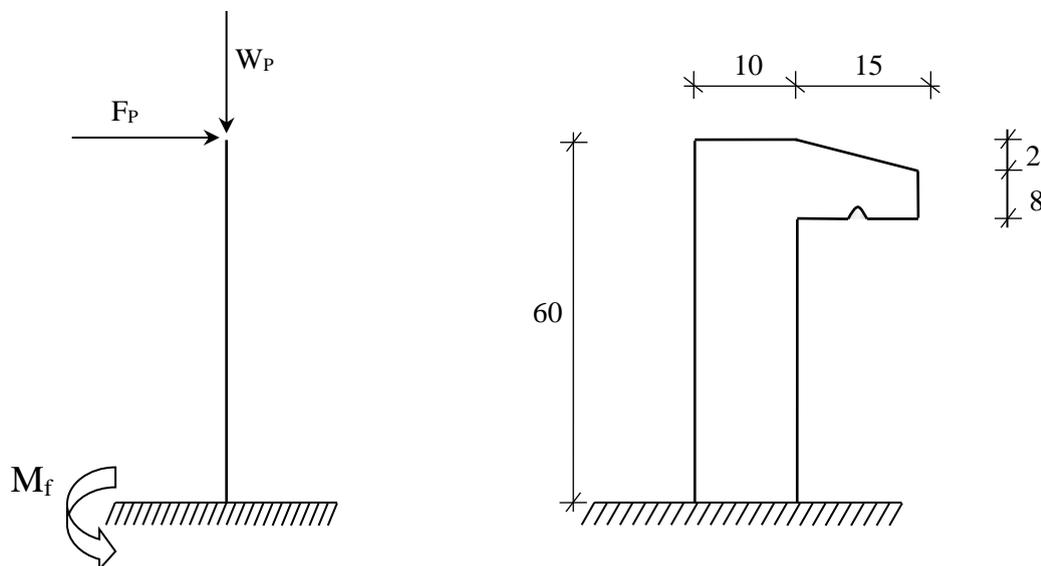


Fig. IV.17 : Dimension de l'acrotère

IV.2.2. Calcul du ferrailage :

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée. L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.2.1.1. Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,15) + \frac{(0,20 \times 0,15)}{2} \right] \times 1 \times 25 \Rightarrow W_p = 1,8375 \text{ kN.}$$

- La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires

[R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

- Pour notre bâtiment, on a :

A= 0.15 (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)

C_p= 0.8 (Elément en console).

F_p : Force statique équivalente horizontale.

F_p = 4 × 0.15 × 0.8 × 1,8375

F_p = 0,882 kN

• **Effort normal et moment fléchissant :**

✓ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 1,8375 \\ M_u = 1,5 \times 0,882 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2,4806 \text{ kN} \\ M_u = 0,7938 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S.):**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1,8375 \text{ kN} \\ M_{ser} = 0,5292 \text{ kN.m} \end{cases}$$

IV.2.2.2. Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

• **Position du point d'application de l'effort normal : (N)**

✓ **État limite ultime (E.L.U.) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,7938}{2,4806} = 0.32\text{m}$$

$$e_0 = 0.32\text{m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

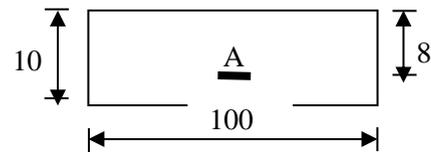


Fig. IV.18 : Section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

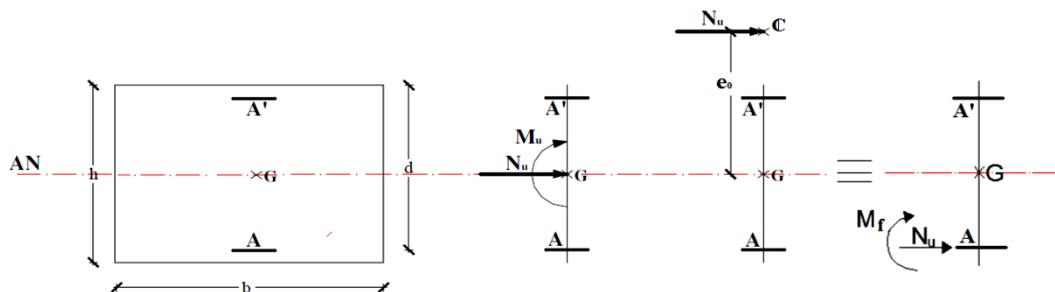


Fig. IV.19 : Position du point d'application de l'effort normal Nu

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 0,24806 \times \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,8682 \text{ kN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

- ✓ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868,2}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,0095$$

$$\mu = 0,095 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868,2}{348 \times 0,99 \times 8} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,32 - \frac{2480,6}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0,25\% \cdot S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- **Choix des armatures :**

$$5T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

$$e \leq \min(25; 2xh) \text{ cm} \rightarrow e \leq 20 \text{ cm} \implies \text{(condition vérifiée)}$$

$$e \leq \min(25; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• **Choix des armatures :**

5T6/ml → A = 1,41 cm²/ml

(T6 → e = 20 cm)

$e \leq \min(25; 2xh) \text{ cm} \rightarrow e \leq 20\text{cm}$ Condition vérifiée

✓ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5292}{0,18375} = 0,29\text{m}$$

$$e_0 = 0,29\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

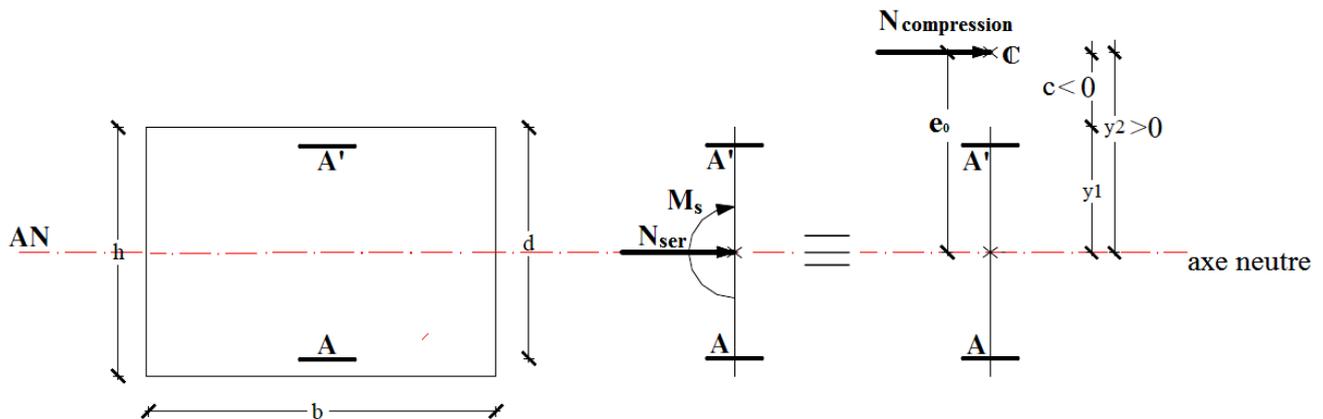


Fig. IV.20 : Position du point d'application de l'effort normal N^{ser}.

• **Détermination des contraintes :**

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y₂ : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression ⇒ y₂ > 0.

C se trouve à l'extérieur de la section ⇒ c sera considéré comme négatif.

• **Calcul des contraintes :**

$$p = -3 \cdot c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 2,51}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1655,712$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 2,51}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 25334,784$$

A' : armatures comprimées = 0

A : armatures tendues

y_2 : est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1655.712y_2 + 25334.784 = 0$

• **Dont la résolution est comme suite :**

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (25334.784)^2 + \frac{4}{27} \times (-1655.712)^3 = -30584193.71 < 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 25334.784}{2 \times (-1655.712)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1655.712}} = -0.976 \Rightarrow \varphi = 167.42^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1655.712}{3}} = 46.98 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46.98 \times \cos(55.80) = 26,40 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46,85 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 20,45 \text{ cm} \\ y_2 = \max(y_{21}; y_{21}; y_{21}) = 26,40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$0 < y_1 = y_2 + c < 10 \text{ cm} \Rightarrow 0 < y_1 = 26,40 - 24 = 2,4 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\implies D'ou : y_1 = 2,4 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment statique**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.4)^2}{2} - 15 \times 2.51 \times (8 - 2.4) = 77.16 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{1000 \cdot S} = \frac{18375}{1000 \times 77.16} = 0.24 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.24 \times 2.4 = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.24 \times (8 - 2.4) = 20.16 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_c = 400 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_c ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

Donc :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 88.2 = 132.3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa}$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **Remarque :**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures.

IV.2.3. Dessin de ferrailage :

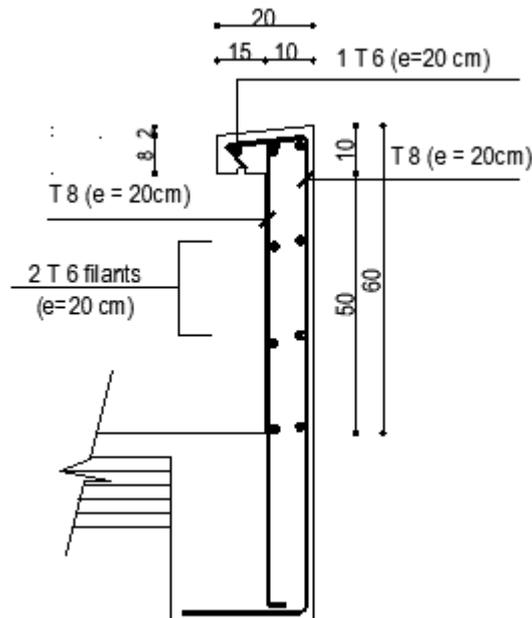


Fig. IV.21 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Étude de l'ascenseur :

IV.3.1 Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter
- Treuil de levage de la poulie
- Le contre poids.

IV.3.2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation ; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1,25\text{m}$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1,23\text{m}$
- Largeur de la gaine : $L_G = 1,80\text{m}$
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1,80\text{m}$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2,20\text{m}$
- Largeur du passage libre : $L_p = 1,20\text{m}$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2,00\text{m}$
- Epaisseur de voile : $e = 15\text{cm}$
- Hauteur de course : $C = 37,48\text{ m}$

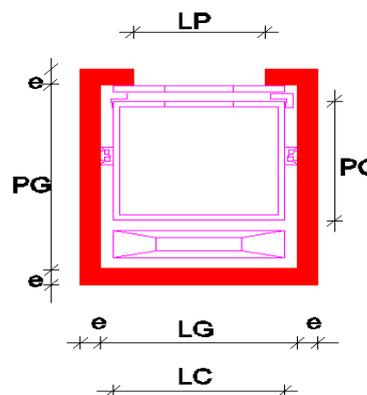


Fig. IV.22 : Dimensions de l'ascenseur

- **Remarque :**

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

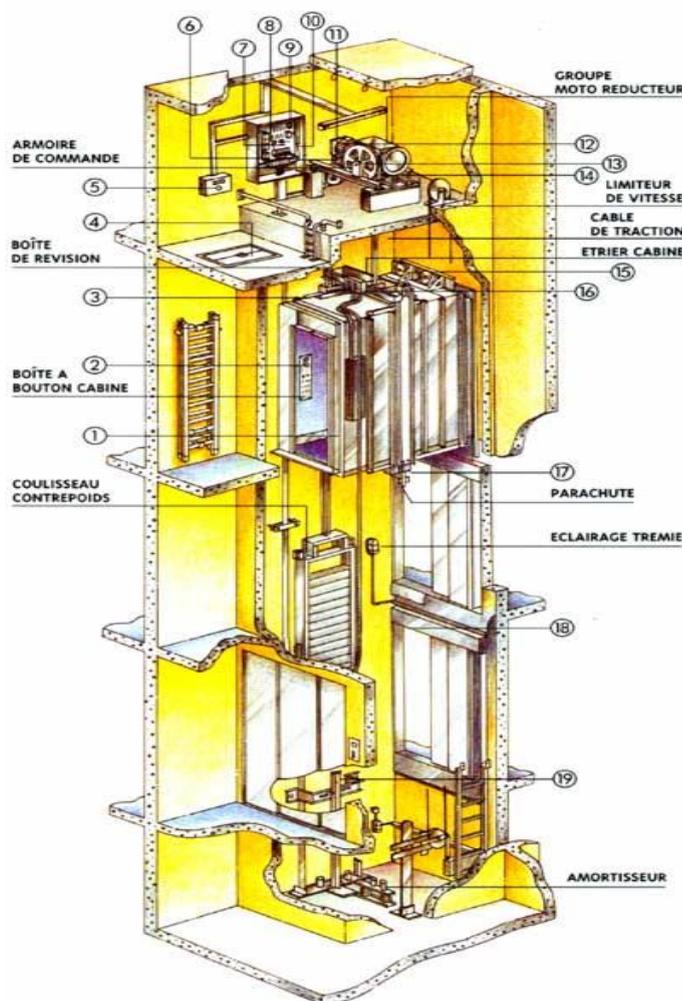


Fig. IV.23 : Ascenseur électrique

IV.3.3 Descente de charges :

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

- **Charges permanentes :**

a. **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

1. **Masse des côtés :**

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1,25 + 2 \times 1,23) \times 2,20 = 8,162m^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.162 = 103,25daN$$

2. **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1,25 \times 1,23 = 1,54m^2$$

$$M_2 = 70 \times 1,54 = 107,63daN$$

3. **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1,25 \times 1,23 = 1,54m^2$$

$$M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8 daN$$

4. **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1,25) = 135daN$$

5. **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 1,2 \times 2) = 140daN$$

6. **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100daN$

7. **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80daN$$

8. **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60daN$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 103,25 + 107,63 + 30,8 + 135 + 140 + 100 + 80 + 60 = 756,68daN$$

b. **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 756.68 + \frac{600}{2} = 1056,68daN$$

c. Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12,5\text{mm.} \\ C_s = 13 \end{cases}$$

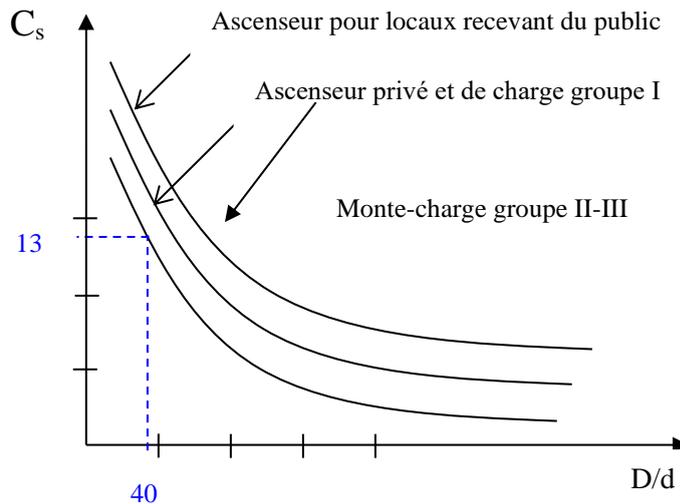


Fig.IV.24 : Abaque de détermination de suspentes.

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q , poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C_r : charge de rupture effective.
- $C_r = C_s \cdot M$ $C_r = 13 \times (690 + 756.68)$ $C_r = 17636.84$ daN

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir

le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{17636.84}{0.85} = 20749,22 \text{ daN}$$

C_m égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

- m : type de mouflage ;
- n : nombre de câble
- C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

Tableau IV.2 : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11,00	0,7	41,27	0,396	6232
12,6	0,8	53,34	0,515	8152
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15,5	1,0	83,84	0,810	12830

$$n = \frac{20749.22}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.27 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

- M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5\text{mm}$ tableau $M_L = 0.515 \text{ daN/m}$
- C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 37.48\text{m}$.
 $M_c = 0,515 \times 2 \times 37,48 = 38,60 \text{ daN}$.

d. Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

✓ **Résumé :**

- Poids mort = 756,68 daN
- Masse du câble = 38,60 daN
- Masse du contre poids = 1056,68 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN

$$G = 3051,96 \text{ daN}$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**✓ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 3051,96 + 1,5 \times 600 = 5020,15 \text{ daN.}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 3051,96 + 600 = 3651,96 \text{ daN.}$$

IV.3.4. Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^a = 1255,04 \text{ daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^s = 912,99 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{: les armatures transversales ne sont}$$

pas nécessaires.

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

U, V : représentent les côtes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$)

Sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

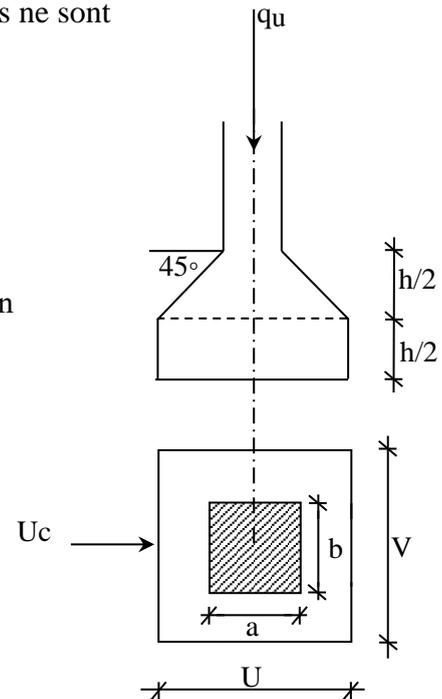


Fig.IV.25 : Schéma de la surface d'impact

$$q_a^u = 12550.4 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1.5} = 112500 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion :** La dalle résiste au poinçonnement

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1). \end{cases}$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques

$$\text{suyvants } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite ultime de service :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$\left\{ \begin{aligned} Q_a^u &= \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1255,04}{0,25^2} = 20080,64 \text{ daN/m}^2 \\ Q_a^{ser} &= \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{912,99}{0,25^2} = 14607,84 \text{ daN/m}^2. \end{aligned} \right.$$

c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.25** une dalle de dimension (L_x × L_y) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle (U × V). On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

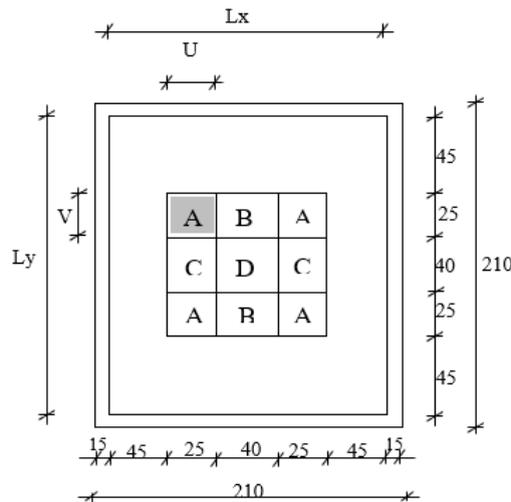


Fig.IV.26 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

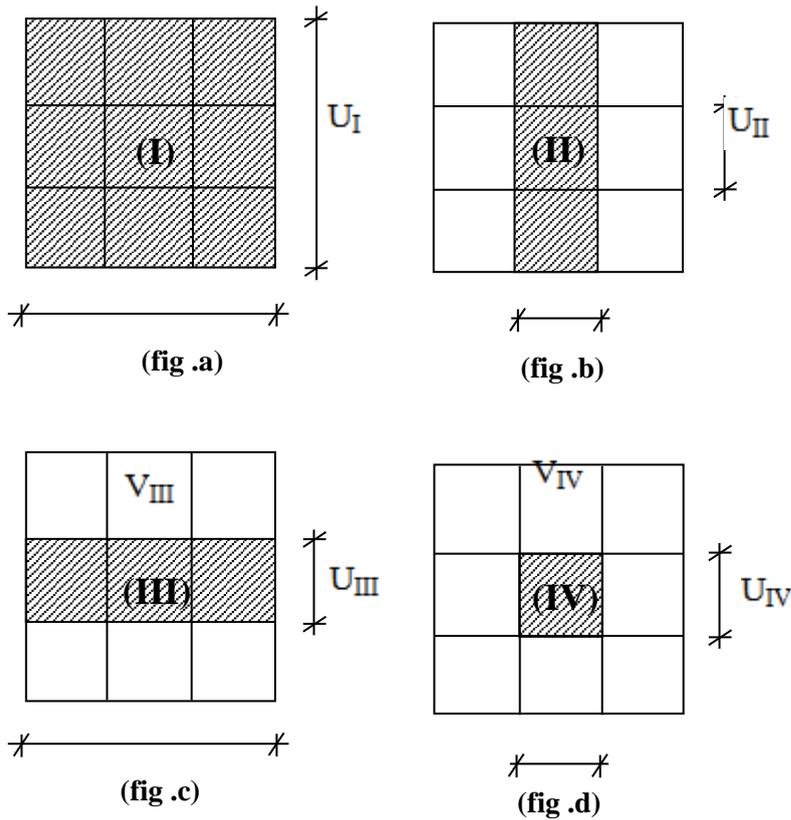


Fig.V.27 : Chargement de panneau

On cherche les moments produits par les rectangles :

- I=4A+2B+2C+D (fig a)
- II=2B+D (fig b)
- III=2C+D (fig c)
- IV=D (fig d)

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2.10}{2.10} = 1.00 > 0.4 \text{ La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{x_c} = (M_{x_I} - M_{x_{II}} - M_{x_{III}} + M_{x_{IV}}) / 4$$

$$M_{y_c} = (M_{y_I} - M_{y_{II}} - M_{y_{III}} + M_{y_{IV}}) / 4$$

Avec : $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$

$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$

$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U en [m]	0.90	0.9	0.40	0.40
V en [m]	0.90	0.40	0.90	0.40
S en [m ²]	0.81	0.36	0.36	0.16
U/L _x	0.43	0.43	0.19	0.19
V/L _y	0.43	0.19	0.43	0.19
M ₁	0.069	0.069	0.085	0.085
M ₂	0.069	0.085	0.069	0.085
$Q_a^u = Q_a^u \times S$ en [N]	162653.18	72290.30	72290.30	32129.02
$Q_a^{ser} = Q_a^{ser} \times S$ en [N]	118323.50	52588.22	52588.22	23372.54
M _X ^U en [N.m]	11223.07	4988.03	6144.68	27309.67
M _Y ^U en [N.m]	11223.07	6144.68	4988.03	2730.97
M _X ^{ser} en [N.m]	8164.32	3628.59	4469.99	2730.97
M _y ^{ser} en [N.m]	8164.32	4469.99	3628.59	1986.66
M _{XC} ^U en [N.m]	27400.03			
M _{YC} ^U en [N.m]	2821.33			
M _{XC} ^{ser} en [N.m]	2796.71			
M _{YC} ^{ser} en [N.m]	2052.4			

d. Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

- **Combinaison fondamentale :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 375 + 1,5 \times 100 = 656,25 \text{ daN/m}^2.$$

- Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1.00 = 656,25 \text{ daN/mL}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

- Pour une bande de 1m de largeur:

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 475 \text{ daN/mL}.$$

e. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

- **Coefficient de poisson :**

$$\begin{cases} \nu = 0 & \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 & \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

f. Calcul des moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,10}{2,10} = 1 \quad \text{tableau} \rightarrow \mu_x^u = 0,0367 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 1$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0,0367 \times 656,25 \times 2,10^2 = 106,21 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1 \times 106,21 = 106,21 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,10}{2,10} = 1 \quad \text{tableau} \rightarrow \mu_x^{ser} = 0,0416 \quad \text{et} \quad \mu_y^{ser} = 1,00$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,0416 \times 475 \times 2,1^2 = 87,14 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 1 \times 87,14 = 87,14 \text{ daN.m}$$

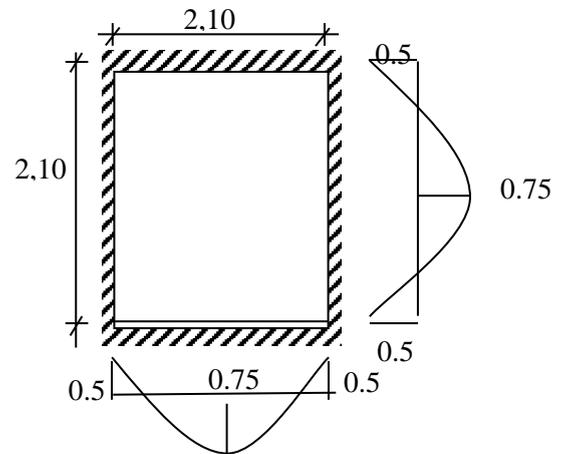


Fig. IV.28 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2740.03 + 1062.1) \Rightarrow M_{xt}^u = 3802,13N$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (2821.33 + 1062.1) \Rightarrow M_{yt}^u = 3883,43N$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (2796,71 + 871,4) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3668,11N$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (2052,4 + 871,4) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2923,80N$$

- Moment max en travée : $M_t = 0,75 \times M_{xt}$
- Moment max en appuis : $M_a = -0,5 \times M_{xt}$

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	M_{tx}^u [daN.m]	M_{tx}^{ser} [daN.m]	M_{ax}^u [daN.m]	M_{ax}^{ser} [daN.m]	M_{ty}^u [daN.m]	M_{ty}^{ser} [daN.m]	M_{ay}^u [daN.m]	M_{ay}^{ser} [daN.m]
(1)	285.16	275.11	-1901.06	-184.41	291.26	219.28	-194.17	-146.19

V.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

- **Sens X-X :**

a. **En travées :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{tx}^u = 285,16 daN.m$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2851.6}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0,011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

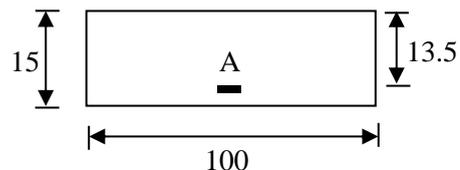


Fig. IV.29 : Section de calcul en travée (x-x)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,994$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2851.6}{348 \times 0.994 \times 13.5} = 0,61 cm^2 / m_L$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 cm^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.2 cm^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

4T10/m_L → A = 3,14cm².

(T10 → e = 20cm).

➤ **E.L.S :**

M_{tx}^{ser} = 275,11 daN.m

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{285.16}{275.11} = 1,04$

$\frac{1.04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 > \alpha = 0,014$

- **Conclusion :**

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} ⇒ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

b. En appuis :

➤ **E.L.U. :**

M_{ax}^u = -1901.06 daN.m

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{19010.6}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0,073$

$\mu = 0.073 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,094$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,962$

- **Détermination des armatures :**

$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1901,06}{348 \times 0.962 \times 13,5} = 0,42cm^2/m_L$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 cm^2 / m_L$

$A_t = \max(A_t; A_{min}) = 1.2 cm^2 / m_L$

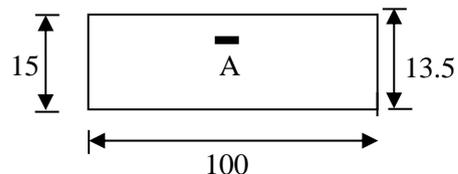


Fig. IV.30 : Section de calcul en appuis (x-x)

- **Choix des armatures :**

4T10/m_L → A = 3.14cm².
 (T10 → e = 20 cm).

➤ **E.L.S :**

M_{ax}^{ser} = -184,11 daN.m

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\eta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{1901.06}{1844.1} = 1,03$

$\frac{1.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3 > \alpha = 0,094$

- **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

- **Sens Y-Y :**

a. **En travées :**

➤ **E.L.U :**

M_{ty}^u = 291,26daN. m

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2912.6}{14.2 \times 100 \times (12.5)^2} = 0,011$

$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

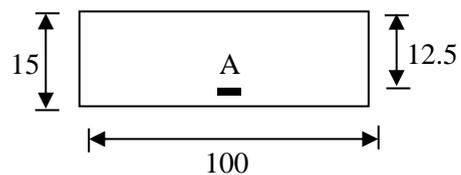


Fig. IV.31 : Section de calcul en travée (y-y)

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,995$

- **Détermination des armatures :**

$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2912,6}{348 \times 0,995 \times 12,5} = 0,67 \text{ cm}^2 / m_L$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ty}^{ser} = 219,28 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{291,26}{219,28} = 1,32$

$$\frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 > \alpha = 0,013$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

b. En appuis :

➤ **E.L.U :**

$$M_{ay}^u = -194,17 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1941.7}{14.2 \times 100 \times (12.5)^2} = 0,008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,995$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1941,7}{348 \times 0,995 \times 12,5} = 0,45 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

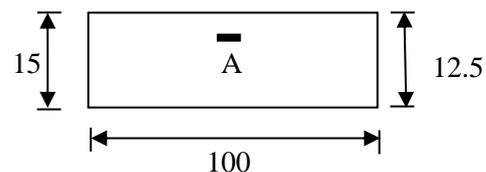


Fig.IV.32 : Section de calcul en appui (y-y)

- **Choix des armatures :**

$$4T10 \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

IV.3.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

Tu max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_x^u = 1255.04 + 656.25 \times \frac{2.10}{2} = 1944.10\text{daN}$$

- **Calcul :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bxd} = \frac{1944,10 \times 10}{(100 \times 13,5) \times 100} = 0,14\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.14\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.3.6 Vérification de la flèche :

- **Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]**

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$$

- **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{210} = 0.07 > \frac{2751.1}{20 \times 3668,11} = 0,037 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$$

❖ **Conclusion :** les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V. Etude sismique

V.1. Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

- Considérations de base :
- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers doivent être infiniment rigides dans leurs plans (planchers indéformables horizontalement).

Méthode de calcul : Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode dynamique modale spectrale.
- ✓ Méthode statique équivalente.

C'est une Analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considéré équivalents à ceux de l'action sismique.

V.2. 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 ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'Analyse.

V.2.1. Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est utilisé.

V.2.3. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'Analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..etc). De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, Spectre RPA 99).

V.3. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être Automatiquement introduit.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

✓ Conditions d'application :

- Le bâtiment doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 34,68 m dans la zone II_a.
- Bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncée en (1), la condition complémentaire suivante :
- Groupe d'usage 2, Si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m dans la zone (II.a).

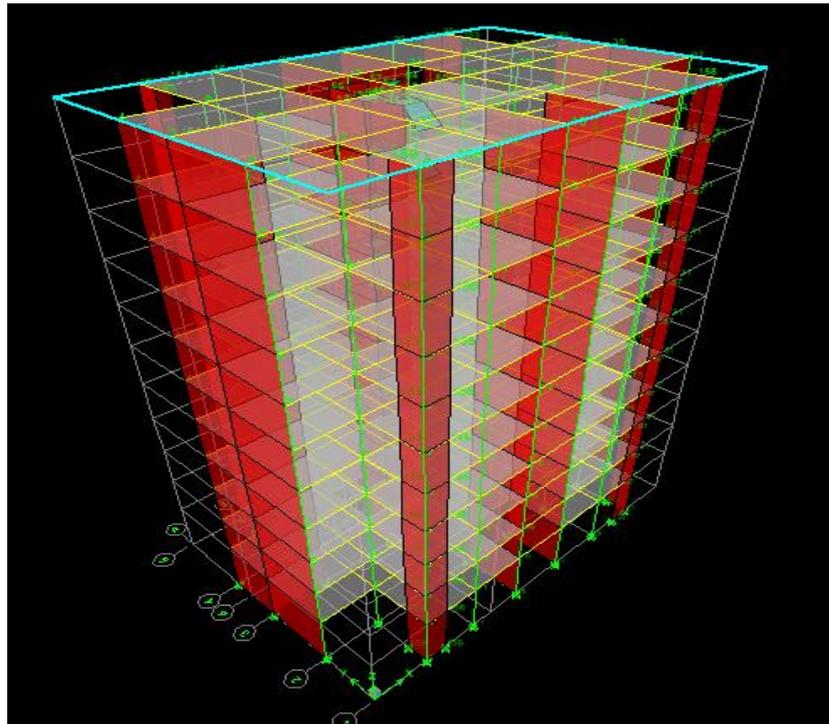


Fig.V.1 : Modélisation de la structure.

V.3.1 Méthode statique équivalente :

Vérification des Conditions d'application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'ou la méthode utilisable c'est la méthode d'Analyse modale spectrale. [RPA99/4.1.3]

Calcul de la force sismique :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Page 34})$$

Avec :

- ✓ A : coefficient de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99. Page 35) ;
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique (4-2. Page 35)
- ✓ Q : facteur de qualité (tableau 4 -4 de RPA 99. Page 48) ;
- ✓ R : coefficient de comportement (tableau 4 -3 de RPA. Page 38) ;
- ✓ W : poids totale de la structure (4-5 page 41)

Résultante de la force sismique : La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.(Article 4-3-6 (RPA 99)).

V.3.1 Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

a. Facteur de Qualité(Q) :

- Régularité en élévation :

Selon RPA99/version 2003 article (3-5) :

- Suivant xx' : $B/B' = 1 > 0,67$ —————> condition vérifiée.
- Suivant yy' : $B/B' = 1 > 0,67$ —————> condition vérifiée.

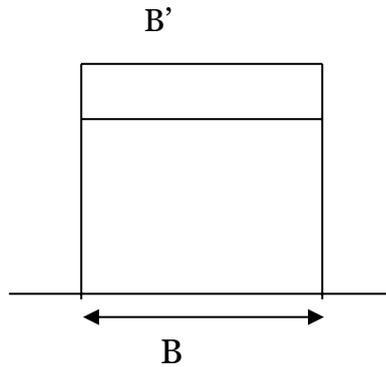


Fig. V.1: limite des décrochements en élévation.

b. Régularité en plan :

- Suivant xx' : $l_x/L_x = (3,75+3,75) / 26,25 = 0,29 > 0,25$ —————> condition non vérifiée.
- Suivant yy' : $l_y/L_y = (5,15+4,02) / 17,51 = 0,52 > 0,25$ —————> condition non vérifiée.

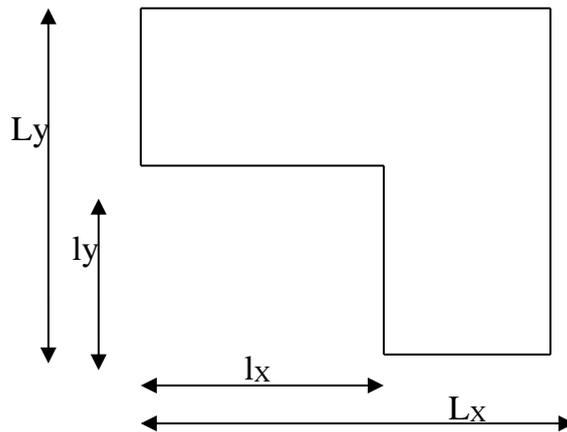


Fig. V.2: limite des décrochements en plan.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$.(RPA 99 révisée en 2003)

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q (Tab.4.4 du RPA99 V2003)

Critère (q)	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de Contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20.$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20.$$

Donc : $Q_x = Q_y = 1.20$

c. Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Zone IIa

Groupe 2

$$\Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

d. Coefficient de comportement R :

Sa valeur unique est donnée par le tableau Contreventement $\Rightarrow \mathbf{R = 3.5}$

[RPA99 (version2003) /tableau 4]

e. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

- Classification du site :

Selon L'RPA99V2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (**Catégorie S₃**).

- Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

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

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 : [tableau 4.7]**

Pour un site type S_3 : $T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,50 \text{ s}$

- **Période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

T : la valeur de la période fondamentale de la structure ; [RPA99/4.2.4]

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_N = 34.68 \text{ m}$

C_T : coefficient, fonction du système de Contreventement et du type de remplissage

($C_T = 0,05$ Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé).

[RPA99 V2003/Tableau 4.6 de la page 45]

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement

$$D = 17,51 \text{ m}$$

$$C_t = 0,05$$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times 34,68^{3/4} = 0,715 \text{ sec}$$

Suivant y-y : $D = 17,51 \text{ m}$

$$T(y) = \frac{0.09 \times 34,68}{\sqrt{17,51}} = 0,969$$

$$T = \min(0,715; 0,969) \implies T_y = 0,715 \text{ s}$$

$$T_2 < T_y < 3 \text{ s} \implies 0,30 < 0,715 < 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_x = D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1,23$$

V.4. Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0.798576 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{statique}} = 1.3 \times 0.715 = 0.9295 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

$$\Rightarrow \text{le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : } K \geq 3\sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 11 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{11} \Rightarrow K \geq 10 \text{ mod } e s$$

V.5. Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Tableau V.2: période et facteur de participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.798576	68.8132	0.1424	0	68.8132	0.1424	0
2	0.486764	0.1207	63.205	0	68.9339	63.3474	0
3	0.451053	0.2199	3.888	0	69.1539	67.2354	0
4	0.209083	17.7845	0.0306	0	86.9384	67.2659	0
5	0.116911	0.0082	19.9757	0	86.9466	87.2416	0
6	0.108761	0.0474	0.5127	0	86.994	87.7543	0
7	0.095959	6.4801	0.0189	0	93.4741	87.7732	0
8	0.058333	3.1352	0.0039	0	96.6092	87.7771	0
9	0.052909	0.0024	6.5398	0	96.6117	94.317	0
10	0.049931	0.0001	0.2021	0	96.6118	94.519	0
11	0.041003	1.6625	0.0003	0	98.2743	94.5194	0
12	0.032821	0.0007	2.7834	0	98.275	97.3027	0
13	0.031494	0.0855	0.158	0	98.3605	97.4607	0
14	0.031378	0.7663	0.0254	0	99.1268	97.4861	0

Les 9 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le **RPA99version 2003**).

V.6. Effets de la torsion accidentelle : [RPA99version 2003/4.3.7] :

Dans notre cas (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 suivant chaque direction.

Tableau V.3 : représente les caractéristiques massiques

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
RDC	13.11	8.693	12.9	9.018	0.21	-0.325
1 ETAGE	13.106	8.691	12.933	9.172	0.173	-0.481
2 ETAGE	13.111	8.751	12.93	9.336	0.181	-0.585
4 ETAGE	13.111	8.759	12.893	9.564	0.218	-0.805
3 ETAGE	13.111	8.755	12.914	9.47	0.197	-0.715
5 ETAGE	13.111	8.763	12.872	9.622	0.239	-0.859
6 ETAGE	13.111	8.767	12.853	9.656	0.258	-0.809
7 ETAGE	13.11	8.77	12.835	9.674	0.275	-0.804
8 ETAGE	13.11	8.774	12.819	9.685	0.291	-0.811
9 ETAGE	13.132	8.846	12.806	9.693	0.326	-0.847
10 ETAGE	13.184	8.856	12.795	9.701	0.389	-0.845

- **Remarques :**

$$e_{acc} = 0,05 \times 17,51 = 0,8755 \text{ m} < e_{théorique} = 0,859 \text{ m}$$

V.7. Vérification de la force sismique : [RPA /version 2003 article 4-3-6]

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'Analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**.

- **Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel **ETABS** :

$$W = 5128.296 \text{ t}$$

Tableau V.4 : le poids total de la structure

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y
RDC	D1	56.2342	56.2342
1 ETAGE	D2	45.6083	45.6083
2 ETAGE	D3	48.9899	48.9899
4 ETAGE	D5	47.4648	47.4648
3 ETAGE	D5	48.1825	48.1825
5 ETAGE	D6	46.7276	46.7276
6 ETAGE	D7	46.0801	46.0801
7 ETAGE	D8	45.4131	45.4131
8 ETAGE	D9	44.8358	44.8358
9 ETAGE	D10	45.3661	45.3661
10 ETAGE	D11	37.9272	37.9272
	La somme	512.8296	512.8296
	La somme*10	5128.296	5128.296

V.8. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids total de la structure $V_{sx} = V_{sy} = V_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{sx} = V_{sy} = V_s = \frac{0,15 \times 1,23 \times 1,20}{3,5} \times 5128,296 = 324,40t$$

Tableau V.5: les forces sismiques

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
EX	1	U1	257,82	-11,73	0
EX	2	U1	0,63	14,33	0
EX	3	U1	1,2	5,06	0
EX	4	U1	127,64	-5,29	0
EX	5	U1	0,06	3,14	0
EX	6	U1	0,38	1,24	0
EX	7	U1	52,73	-2,85	0
EX	8	U1	27,71	0,98	0
EX	9	U1	0,02	-1,13	0
EX	10	U1	0	0,04	0
EX	11	U1	15,23	0,22	0
EX	12	U1	0,01	-0,42	0
EX	13	U1	0,8	-1,08	0
EX	14	U1	7,14	1,3	0
EX	All	All	295,68	22,12	0

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
EY	1	U2	-11,73	0,53	0
EY	2	U2	14,33	327,94	0
EY	3	U2	5,06	21,29	0
EY	4	U2	-5,29	0,22	0
EY	5	U2	3,14	155,2	0
EY	6	U2	1,24	4,07	0
EY	7	U2	-2,85	0,15	0
EY	8	U2	0,98	0,03	0
EY	9	U2	-1,13	58,37	0
EY	10	U2	0,04	1,81	0
EY	11	U2	0,22	0	0
EY	12	U2	-0,42	25,87	0
EY	13	U2	-1,08	1,47	0
EY	14	U2	1,3	0,24	0
EY	All	All	22,12	383,35	0

Nous avons d'après l'ETABS : V_{dyn}

$$\Rightarrow V_{dyn(xx)} = 295,68t$$

$$\Rightarrow V_{dyn(YY)} = 383,35t$$

$$V_{dyn(X)} \geq 80\%XV_{Sta(X)} \Rightarrow 295,68t \geq 0,8 \times 324,40 = 259,52 t \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$V_{dyn(Y)} \geq 80\%XV_{Sta(Y)} \Rightarrow 383,35t \geq 0,8 \times 324,40 = 259,52 t \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

V.9. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K)

de la structure est calculé comme $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ suit :

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par **ETABS** ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

h_e: Hauteur d'étage

Tableau V.5 : Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

Niveau	H étage(cm)	UX	UY	ΔK_x	Δk_y	$\Delta k_{adm}=1\%*h_e$	$(\Delta K_{x,y}) < \Delta k_{adm}$
RDC	408	0,0796	0,0784	/	/	4,08	Vérifier
1 ETAGE	306	0,202	0,1981	0,1224	0,1197	3,06	Vérifier
2 ETAGE	306	0,3646	0,3558	0,1626	0,1577	3,06	Vérifier
3 ETAGE	306	0,5553	0,5395	0,1907	0,1837	3,06	Vérifier
4 ETAGE	306	0,7656	0,7408	0,2103	0,2013	3,06	Vérifier
5 ETAGE	306	0,9866	0,9512	0,221	0,2104	3,06	Vérifier
6 ETAGE	306	1,217	1,165	0,2304	0,2138	3,06	Vérifier
7 ETAGE	306	1,4371	1,3759	0,2201	0,2109	3,06	Vérifier
8 ETAGE	306	1,6566	1,5806	0,2195	0,2047	3,06	Vérifier
9 ETAGE	306	1,8667	1,775	0,2101	0,1944	3,06	Vérifier
10 ETAGE	306	2,0667	1,9592	0,2	0,1842	3,06	Vérifier

V.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- : : [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments

si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une Analyse élastique

- **Calcul Ft :**

Avec Ft est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0,07.T.V$

Tableau V.6: effort tranchant

Etage	W_i (t)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	F_{ix} (t)	F_{iy} (t)	$V_x- F_{tx}$ (t)	$V_y- F_{ty}$ (t)
10	37,9272	34,68	1315,32	49,8975	42,247	363,96	308,16
9	45,3661	31,62	1434,48	54,4179	46,07492	363,96	308,16
8	44,8358	28,56	1280,51	48,5771	41,129	363,96	308,16
7	45,4131	25,5	1158,03	43,9309	37,195	363,96	308,16
6	46,0801	22,44	1034,04	39,227	33,212	363,96	308,16
5	46,7276	19,38	905,581	34,3539	29,086	363,96	308,16
4	48,1825	16,23	782,002	29,6658	25,117	363,96	308,16
3	47,4648	13,26	629,383	23,8761	20,215	363,96	308,16
2	48,9899	10,2	499,697	18,9564	16,050	363,96	308,16
1	45,6083	7,14	325,643	12,3535	10,459	363,96	308,16
R.D.C	56,2342	4,08	229,436	8,70381	7,369	363,96	308,16
Σ	512,83		9594,12	363,96	308,16		

du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

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

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$

où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de Ft

ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

- Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_x \leq 0,7s \\ T_y > 0,7s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0 \\ F_{ty} = 0.07 V_y T_y \leq 0,25 V_y \end{cases}$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 0.715 \times 324.40 = 16.24 \text{ t} < 0.25 \times 324.40 = 81.1 \text{ t}$$

$$F_i = \frac{(V - Ft) W_{ih_i}}{\sum_j^n W_{jh_i}} \dots\dots\dots \text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i h_i : le niveau où s'exerce la force F_i

$W_i W_j$: poids revenant aux planchers i, j . h_j : niveau d'un plancher quelconque

V.11. Distribution des forces Horizontales des forces sismiques :

D'après (l'article 4.2.6 du RPA99V2003) L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = Ft + \sum_{i=k}^n F_i \quad (4-12)$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de Contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

Tableau IV.7 : Effort Tranchant de chaque plancher

Etage	f_{tx} (t)	f_{ty} (t)	V_{Kx}	V_{ky}
10	49,8974783	42,24751869	59,0858	66,2671
9	54,4179326	46,07492612	123,524	120,826
8	48,5771301	41,12959779	181047	169,53
7	43,9308955	37,19569393	186,249	173,934
6	39,2269907	33,21296147	232,699	213,263
5	34,3538943	29,08697679	273,379	247,706
4	29,665835	25,1176605	308,508	277,449
3	23,8761284	20,2155944	336,78	301,387
2	18,956382	16,05011176	339,025	303,288
1	12,3535229	10,45956041	353,653	315,674
R.D.C	8,70381019	7,36939814	363,96	324,4
Σ	363,96	308,16		

Tableau IV.8 : Vérification de l' effort p-Δ

Etage	W_i (t)	Hk(cm)	V _{Kx}	V _{Ky}	A _{Kx}	A _{Ky}	PK	Θ_x	Θ_y
10	37,9272	3468	59,0858	66,2671	02	01842	37,9272	3,70185E-05	3,4094E-05
9	45,3661	3162	123,524	120,826	0,2101	0,1944	83,2933	4,48045E-05	4,23821E-05
8	44,8358	2856	181,047	169,53	0,2195	02047	128,1291	5,43918E-05	5,07244E-05
7	45,4131	255	186,249	173,934	0,2201	0,2109	173,5422	0,000804251	0,000825195
6	46,0801	2244	232,699	213,263	0,2304	0,2138	219,6223	9,69039E-05	8,99221E-05
5	46,7276	1938	273,379	247,706	0,221	0,2104	266,3499	0,000111103	0,000116737
4	48,1825	1623	308,508	277,449	0,2103	0,2013	314,5324	0,000132105	0,000126452
3	47,4648	1326	336,78	301,387	01907	0,1837	361,9972	0,000154584	0,000166397
2	48,9899	102	339,025	303,288	01626	0,1577	410,9871	0,001932488	0,001874251
1	45,6083	714	353,653	315,674	0,1224	0,1197	456,5954	0,000221328	0,000242487
R.D.C	56,2342	408	363,96	324,4	/	/	512,8296	/	/
Σ	512,8296								

Remarque : $\Theta < 0,1$ dans les deux sens.

VI. Étude des Portiques

VI .1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les Portiques. Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **C.B.A93** et **RPA99 /Version 2003**).

VI .2. Définition :

VI .2.1. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI .2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicitées à flexion composée.

VI .3. Ferrailage des Portiques :

VI .3.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes.
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

✓ Les combinaisons prises en compte sont :

g. **CBA 93** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires :

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

h. **RPA99.V2003** : Combinaisons accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm 1,2 \cdot E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

● Remarque :

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « **ETABS** »

VI .3.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 45) \text{cm}^2$

- Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 35) \text{cm}^2$

a. Ferraillage réglementaire :

✓ **Recommandation du RPA99/V2003 :**

➤ **Armatures longitudinales :**

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en toute section.
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de $40 \times \phi$ en zone IIa
- Avec : **B** : Section de la poutre.

➤ **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

- Avec : **b** : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

✓ **Règlement BAEL.91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide d'un fichier, des résultats donnés par le logiciel « **ETABS** », on obtient les résultats suivants :

➤ **Les Poutres principales :**

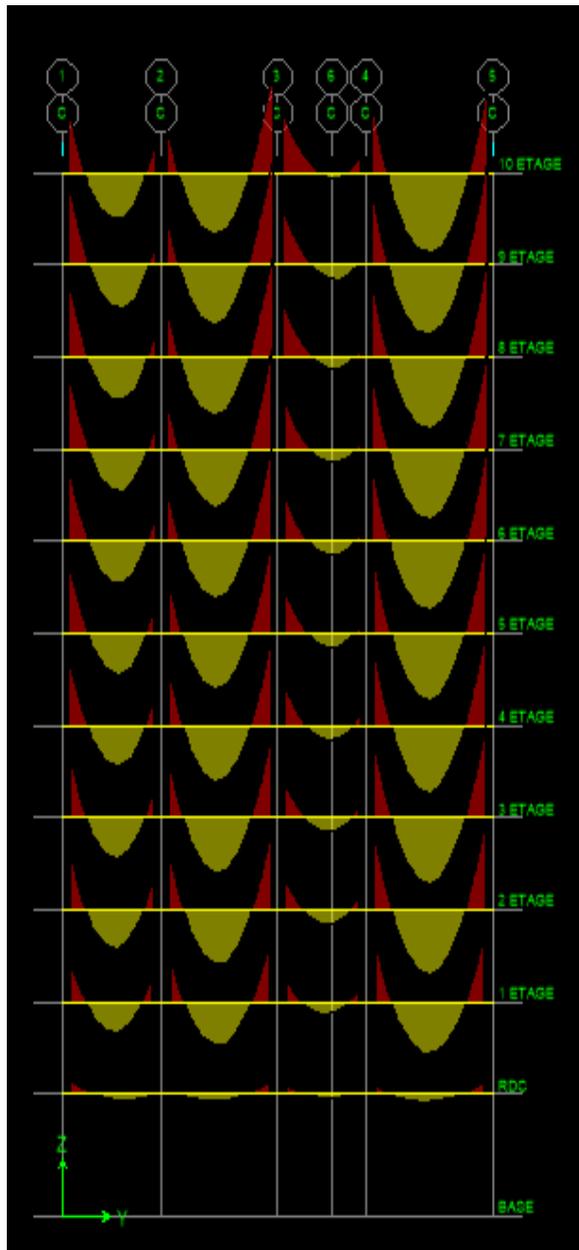


Fig.VI.1 : diagramme Moment fléchissant

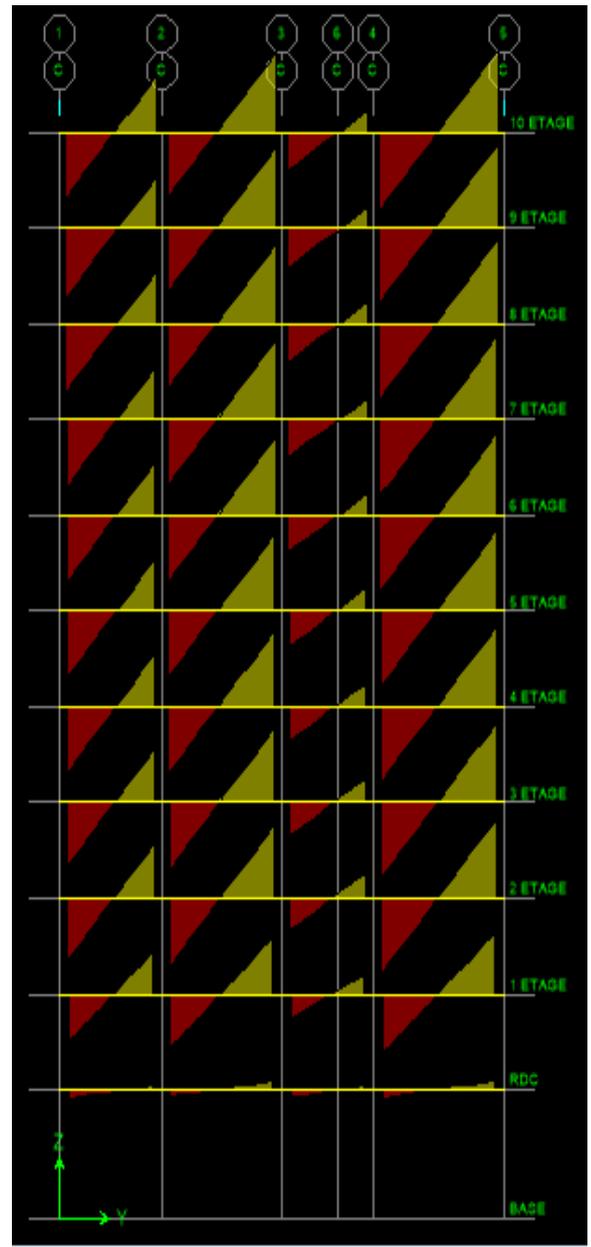


Fig.VI.2 : diagramme Effort tranchant

➤ Les Poutres secondaires :

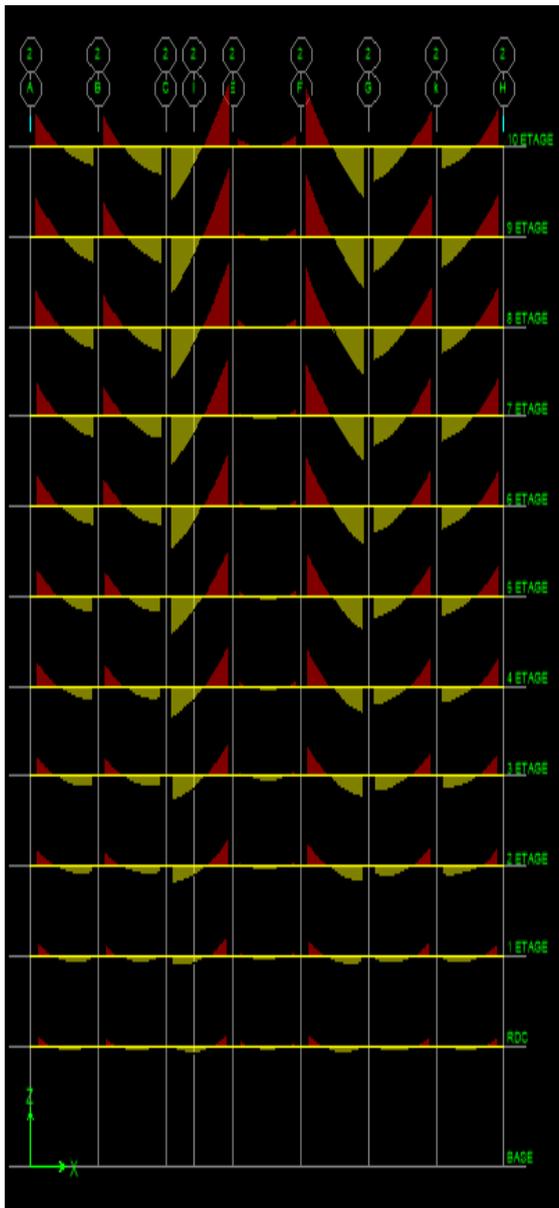


Fig.VI.3 : diagramme Moment fléchissant

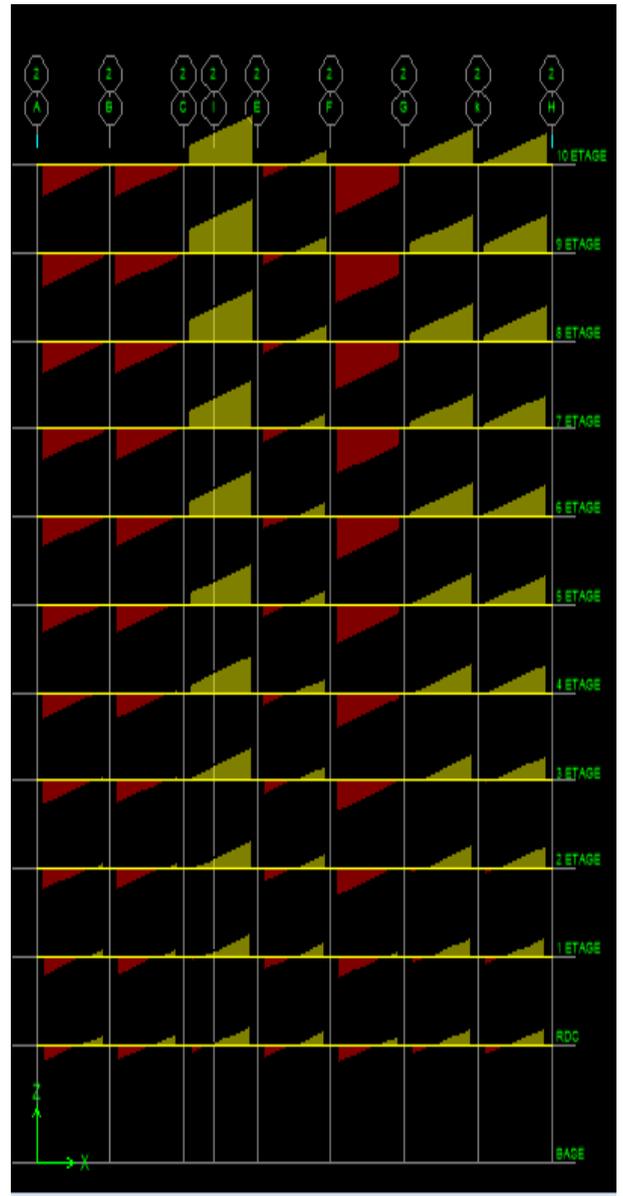


Fig.VI.4 : diagramme Effort tranchant

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x45)	Poutres secondaires (30x35)
E.L.U (1.35G+1.5Q)	M _t (t.m)	8,464	6,885
	M _a (t.m)	-8,019	4,44
E.L.S (G+Q)	M _t (t.m)	6,186	5.038
	M _a (t.m)	-5,858	3,248
A.C.C (G+Q±E) (0.8 G ± E)	M _t (t.m)	10,808	11,414
	M _a (t.m)	-9,296	6,872
Effort Tranchant	T (t)	15,74	13,89

VI.3.3. Exemple de calcul :

Poutre principale de section (30 × 45)cm²

- **Ferraillage de la poutre :**

a. **En travée :**

- **ELU:** M_t^u = 84,64KN.m

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{84,64 \cdot 10^3}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,121$$

$$\mu = 0,121 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'N \text{ existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,162$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,935$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{84,64 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,935 \cdot 40,5} = 6,42cm^2$$

- **ELS:** M_t^s = 61,68KN.m

- Fissuration peu nuisible ⇒ il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier

- Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Section rectangulaire sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

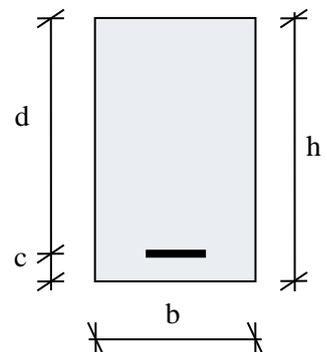


Fig.VI. 5: Section de calcul

- Acier FeE400

- **Avec :** $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{84,64}{61,68} = 1,37$

$\implies \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,162$

Inégalité vérifiée \implies aucune vérification pour la contrainte du béton

\implies Les armatures calculées en ELU sont maintenues

- **Situation accidentelle :** $M_t^{acc} = 108,08 \text{KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{108,08 \cdot 10^3}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,119$$

$$\mu = 0,119 < \mu_L = 0,379 \implies \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_L \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \implies A'N \text{ existe pas}$$

$$\implies \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,158$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,937$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{108,08 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,937 \cdot 40,5} = 7,12 \text{cm}^2$$

❖ **Les armatures minimales :**

- **Condition imposée par le BEAL 91**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Condition imposée par le RPA :**

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures ne doivent pas dépasser :**

$$A_{max} = 4\% \cdot 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 6\% \cdot 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{minRPA} ; A_{min BAEL}) = 7,12 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$3T14+3T12 \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$

b. En appuis :

- **ELU** : $M_a^u = -80,19 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{80,19 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (40,5)^2} = 0,115$$

$$\mu = 0,115 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' N \text{ existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,153$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,938$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{80,19 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,938 \cdot 40,5} = 6,06 \text{ cm}^2$$

- **ELS** : $M_a^s = -58,58 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^s}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{58,58 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (40,5)^2} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' N \text{ existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,109$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,956$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^s = \frac{M_a^s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{58,58 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,956 \cdot 40,5} = 4,34 \text{ cm}^2$$

- **Situation accidentelle** : $M_a^{acc} = -92,96 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{92,96 \cdot 10^3}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' n \text{ existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,135$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,946$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{92,96 \cdot 10^3}{400 \times 0,946 \times 40,5} = 6,07 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{minRPA} ; A_{minBAEL}) = 6,07 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T14 \longrightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

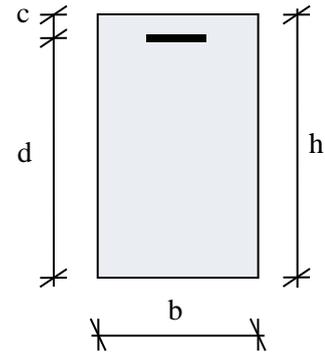


Fig.VI. 6 : Section de calcul

VI.3.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 157,4 \text{ KN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 40,5 = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u = 157400 \text{ N} < 0,267 \cdot 36,45 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

- **Donc :** pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

On doit vérifier que :

$$A_l = 8,04 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(157400 + \frac{84640}{0,9 \cdot 40,5} \right) \cdot 10^{-2} = 4,59 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{157,4 \times 10^3}{30 \times 40,5 \times 100} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :**- Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 ⇒ $2\phi_8 \rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

e. L'espacement des armatures transversales :**➤ Selon (C.B.A.93) :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{A_t}{b \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3.}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2.}] \\ \frac{A_t}{b \delta_t} \leq 0,4 \text{ MPa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2.}] \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{i1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \\ \delta_{i2} \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \delta_{i3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \times 0,4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{i1} \leq \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{30 \times 1,15 (1,20 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{i2} \leq \min(32,4; 40)cm \\ \delta_{i3} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq 37,02cm \\ \delta_t \leq 36cm \\ \delta_t \leq 30,75cm \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(37,02; 36; 30,75) cm \Rightarrow \delta_t \leq 30,75cm$$

➤ **Selon [R.P.A.99version2003/7.5.2.2] :**

- **Zone nodale :** $\delta_{t4} \leq \min(\frac{h}{4}; 12 \cdot \varphi) = 11,25cm \Rightarrow \delta_{t4} = 15 cm$
- **Zone courante :** $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow \delta_{t5} = 25cm$
- **Donc :** $\delta_t = 25cm$ en zone courante
 $\delta_t = 15cm$ en zone nodale

f. Vérification des armatures transversales : $A_{tmin} = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b$

- **Zone nodale :** $A_{tmin} = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 cm^2$
- **Zone courante :** $A_{tmin} = 0,003 \cdot 25 \cdot 30 = 2,25 cm^2$

VI.3.5. Recouvrement des barres longitudinales :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{Lmax} \text{ en Zone IIa}$$

$$L_r = 40 \times 1,4 = 56cm \text{ soit } L_r = 60cm$$

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Poutres principales	A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Q _t (cm)	δ _t (cm) zone courante	δ _t (cm) zone nodale	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E.L	R.P.A.							
Travées	1,14	6,75	7,22	3T14+3T12	8,01	ϕ8	15	10	60
Appuis	1,14	6,75	6,16	3T12+3T14	8,01	ϕ8	15	10	60

VI.3.6. Étude des poutres secondaires P.S : (30 × 35) cm²

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage.

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Poutres secondaires	A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Q _t (cm)	δ _t (cm) zone courante	δ _t (cm) zone nodale	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E.L	R.P.A.							
Travées	1,08	5,25	5,77	3T16	6,03	ϕ8	15	10	65
Appuis	1,08	5,25	10,53	3T16+3T14	10,65	ϕ8	15	10	65

❖ **Schéma de ferrailage :**

➤ **Poutres principales :**

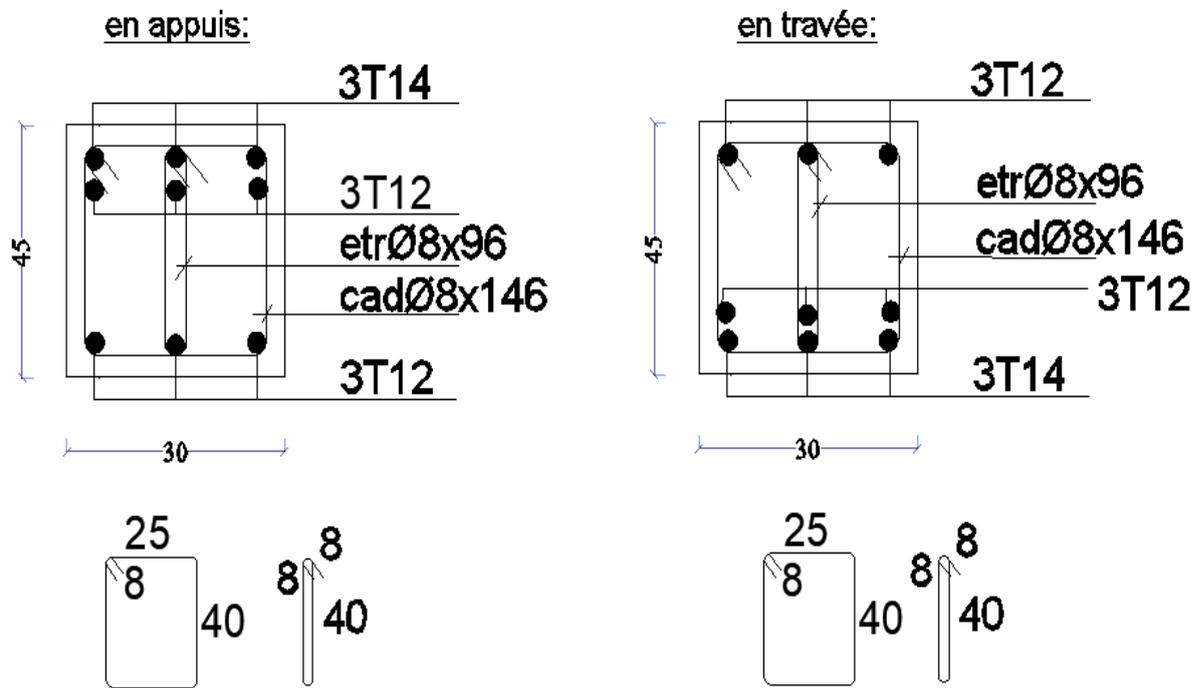


Fig.VI. 7 : schéma de ferrailage des poutres principales.

➤ **Poutres secondaires :**

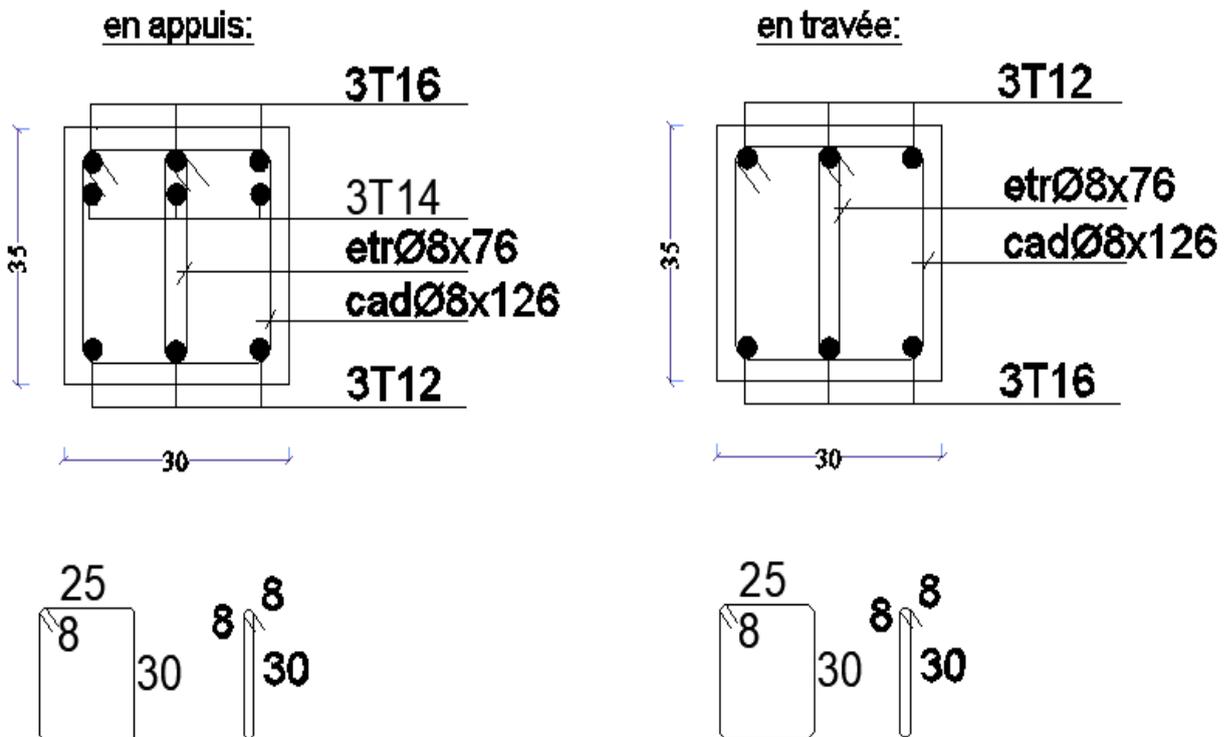


Fig.VI. 8: schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.4. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers, poutres par point d'appuis isolés.

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

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

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

Tableau VI.5 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

➤ Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent.
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température.
- Effet des efforts sismiques.
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).
- On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

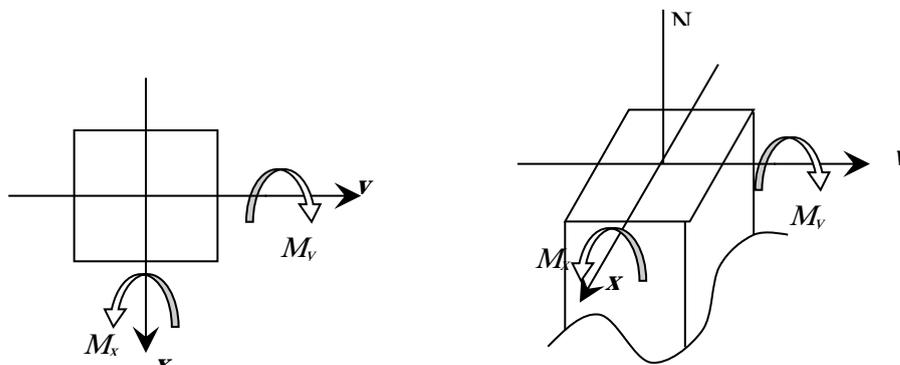


Fig.VI. 9: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel **ETABS** sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm 1,2E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. **[RPA99/V2003]**

- Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le CBA93.

➤ **Les armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

⇒ **Conditions de RPA99(V2003) :**

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

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 40ϕ en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

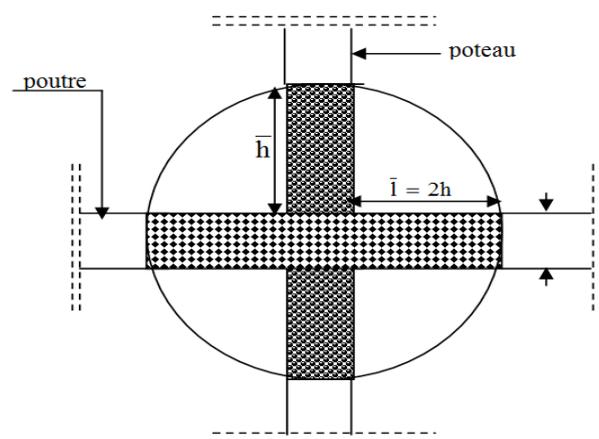


Fig.VI. 10 : schéma de la zone nodale.

➤ **Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :**

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la traction simple}$$

- **Conditions de CBA 93 :**

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{[C.B.A.93/A.7.1.2.1]} \rightarrow A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ \text{[C.B.A.93/A.7.1.2.1]} \rightarrow 0.2\% B \leq A_l \leq 5\% B \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Pour une section entièrement} \\ \text{comprimée.} \end{array}$$

Avec : B : la section totale du poteau.

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot B \rightarrow \text{pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale (c) de deux armatures voisines

doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :

b : étant la petite côté du rectangle.

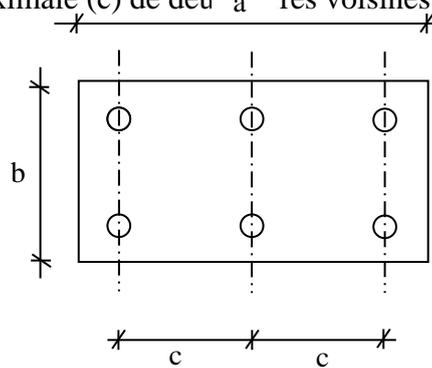


Fig.VI. 11: Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ **Les armatures transversales :**

- **Conditions de [RPA99version 2003/7.4.2.2] :**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec : T_u : Effort tranchant.

a: Hauteur totale de la section brute;

f_e: Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a: Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \Rightarrow \begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15\text{cm})$ en zone IIa

Dans la zone courante : $t \leq 15 \cdot \phi_L$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit:

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes avec: } \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \end{cases}$$

Avec :

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée;

L_f : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de CBA93 : [CBA93/A.7.1.3]**

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{l \min}, 40\text{cm}, b+10\text{cm})$$

Avec :

b: La plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

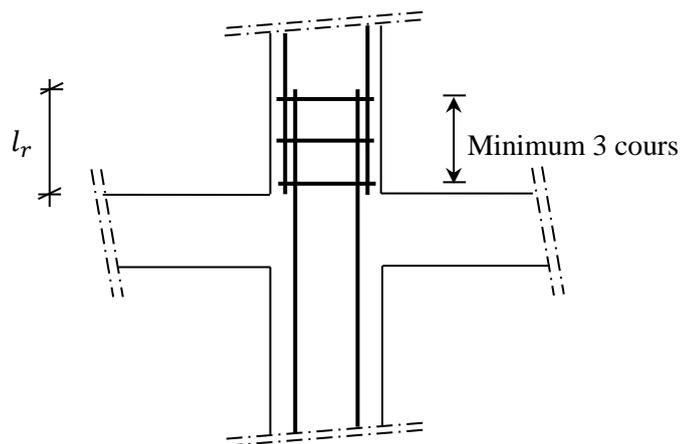


Fig.VI. 12 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ Les poteaux :

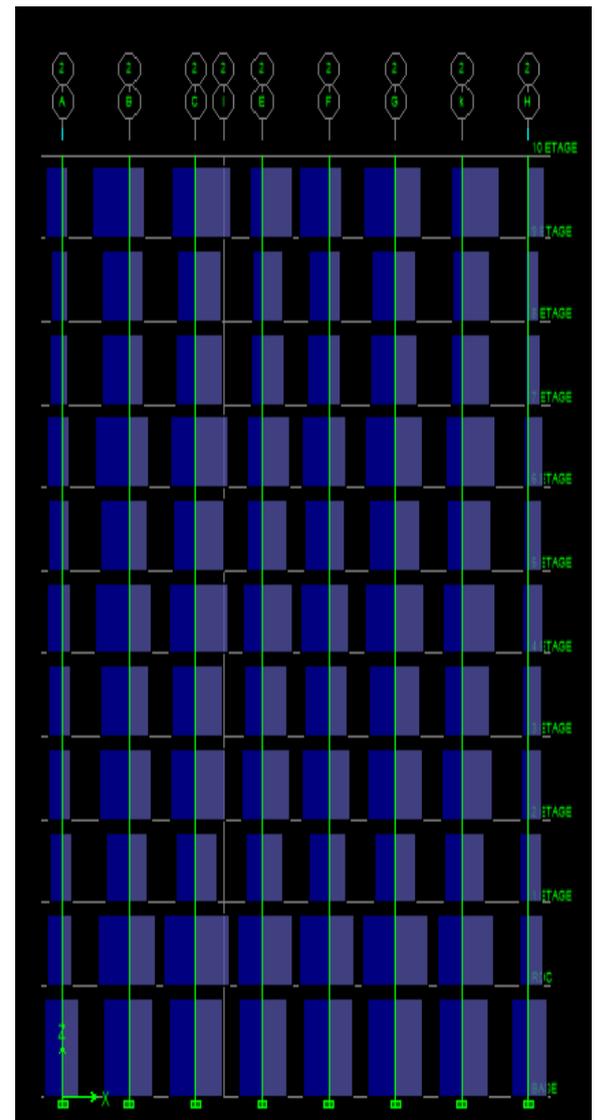
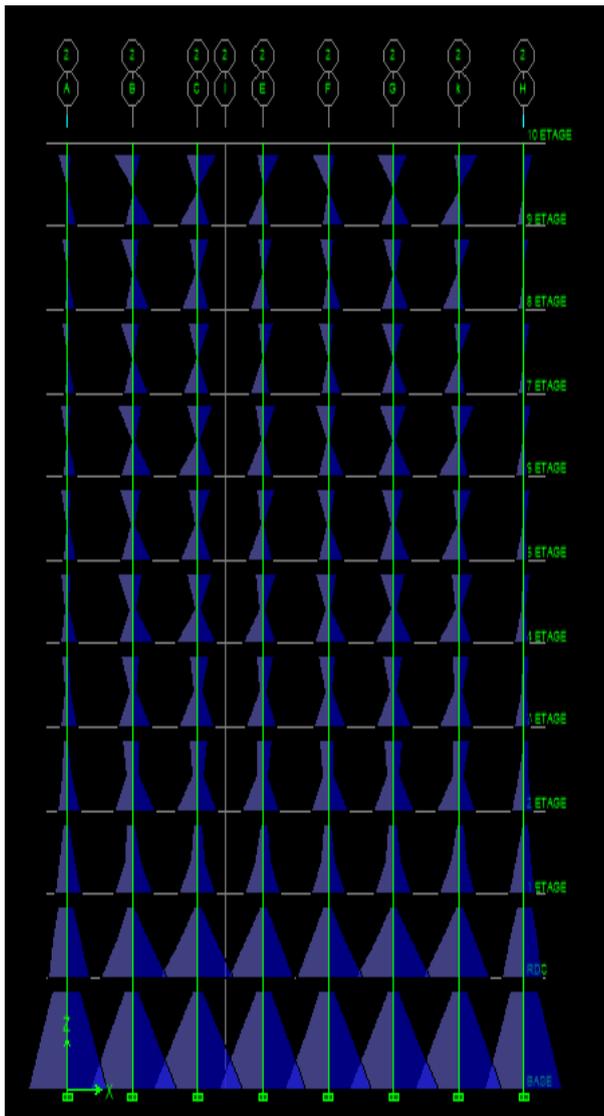


Fig.VI.13 : diagramme Moment fléchissant

Fig.VI.4 : diagramme Effort tranchant

- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 5 types de poteaux à ferrailer :
 - Poteaux $(70 \times 70) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (S-SOL, R.D.C-1^{er} Étage).
 - Poteaux $(60 \times 60) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (2^{ième} – 3^{ième} Étage).
 - Poteaux $(55 \times 55) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (4^{ième} – 5^{ième} Étage).
 - Poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (6^{ième} – 7^{ième} Étage).
 - Poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (8^{ième} – 9^{ième} – 10^{ième} Étage).

➤ **Sollicitations de calcul :**

Tableau.VI. 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaison	Sollicitations		Section (cm ²)				
			(70x70)	(60x60)	(55x55)	(50x50)	(45x45)
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas1	N ^{max} (t)	233,47	184,06	139,55	92,27	57,44
		M _{max} ^{corr} (t.m)	3,237	5,355	5,447	5,514	6,535
Situation accidentelle (G+P±1,2E) (0,8G±E)	Cas1	N ^{max} (t)	318,33	158,5	104,11	72,74	42,89
		M _{max} ^{corr} (t.m)	13,444	7,745	8,125	7,881	7,477
ELS (G+Q)		M _S (t.m)	2,358	3,915	3,982	4,031	4,776
		N _S (TN)	170,89	134,9	102,12	71,27	42,09
Effort tranchant		T(t)	1,91	3,58	3,67	3,71	4,90

➤ **Exemple de calcul :**

Ferraillage du poteau de Section : (70x70) cm²

- **Armatures longitudinales :**

a. **Situation durable et transitoire :**

❖ **Etat limite ultime :(1.35 G + 1.5 P)**

1^{er} Cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

- N^{max} = 2334,70 KN (compression)
- M_{max}^{corr} = 32,37 KN.m

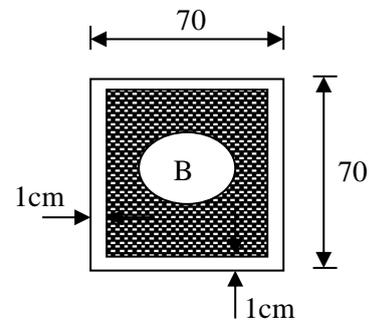


Fig.VI. 15: Section réduite du béton

- **Calcul suivant :**

- **Position du point d'application de l'effort normal N':**

$$e_0 = \frac{M_{max}^{corr}}{N'} = \frac{32,37}{2334,7} = 1,38 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5,83 \text{ cm}$$

⇒ On a une compression excentrée.

- **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple)}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{254,1}{70} = 3,63$$

$$\max \left(15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) = \max \left(15 ; 20 \times \frac{1,38}{70} \right) = 15$$

$$\implies \frac{l_f}{h} = 3,82 < \max\left(15; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = 15 \implies \text{compression excentré}$$

\implies La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times a_1$$

$$M_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

Avec : $\begin{cases} e_0 : \text{excentricité structurale.} \\ e_a : \text{excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.} \\ e_1 : e_0 + e_a : \text{excentricité du première ordre.} \end{cases}$

- **Excentricité additionnelle :**

$$\lambda = 3,46\left(\frac{l_f}{h}\right) \Rightarrow \lambda = 14,12$$

$$a_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow a_1 = 1,03$$

$$e_a = \max\left[2\text{cm}; \frac{l_f}{250}\right] \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$N'_1 = 2334,7 \times 1,03 = 2404,741 \text{ KN}$$

$$M_1 = 2404,741 \times (1,38 + 2) \times 10^{-2} = 81,28 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M_1}{N'_1} = \frac{81,28}{2404,741} = 3,38 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

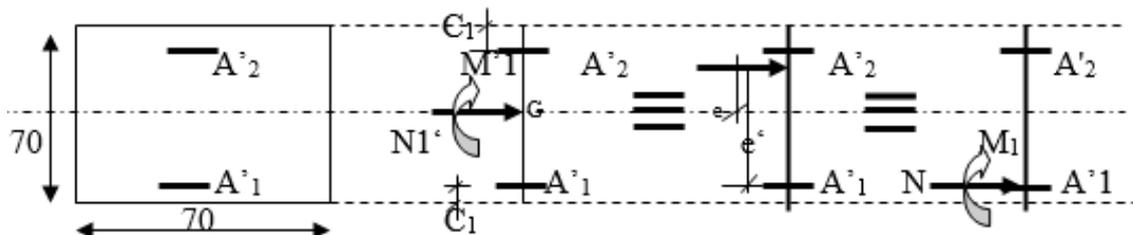


Fig.VI. 16 : Position de N'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\text{(I)}} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{\text{(II)}}$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 81,28 + 2404,741 \cdot \left(0,63 - \frac{0,70}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M'_1 = 754,607 \text{ KN.m}$$

$$\text{(I)} = (0,337 \times 70 - 0,81 \times 7) \times 14,2 \times 70 \times 70 \times 10^{-3} = 1246,873 \text{ KN.m}$$

$$\text{(II)} = 2404,741 \times (0,63 - 0,07) - 754,607 = 592,05 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(I) > (II) **S.P.C**, donc la section sera calculée à la flexion simple avec un moment par Rapport aux armatures tendues M'_1

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times d \times d^2} = \frac{754607}{14.2 \times 70 \times 63^2} = 0,191$$

$$\Rightarrow A' \exists \text{ et } 1000\xi_S > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,191}) = 0.267$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0,893$$

$$A1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{754607}{348 \times 0,893 \times 63} = 38,54 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 38,54 - \frac{2404741}{100 \times 348} = -30,56 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

b. Situation accidentelle : (G + P ± 1.2 E ; 0.8 G ± E)

- **1er Cas :**

○ $N^{\max} = 3183,3 \text{ KN}$ (compression)

○ $M_{\max}^{\text{corr}} = 134,44 \text{ KN.m}$

• **Calcul suivant :**

- **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{\max}^{\text{corr}}}{N'} = \frac{134,4}{3183,3} = 4,22 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5,83 \text{ cm}$$

⇒ On a une compression excentrée.

- **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple)}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{70} = 4,08$$

$$\max\left(15 ; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = \max\left(15 ; 20 \times \frac{4,22}{70}\right) = 15$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} = 4,08 < \max\left(15 ; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = 15 \Rightarrow \text{compression excentrée}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times a_1$$

$$M_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} e_0 : \text{excentricité structurale ;} \\ e_a : \text{excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.} \\ e_1 : e_0 + e_a : \text{excentricité du première ordre.} \end{array} \right.$

- **Excentricité additionnelle :**

$$\lambda = 3,46 \left(\frac{l_f}{h}\right) \Rightarrow \lambda = 14,12$$

$$a_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow a_1 = 1,03$$

$$e_a = \max\left[2 \text{ cm} ; \frac{l_f}{250}\right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N'_1 = 3183,3 \times 1,03 = 3278,799 \text{ KN}$$

$$M_1 = 3278,799 \times (4,22 + 2) \times 10^{-2} = 203,94 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'1 :**

$$e'_0 = \frac{M_1}{N'_1} = \frac{203,94}{3278,799} = 6,22 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

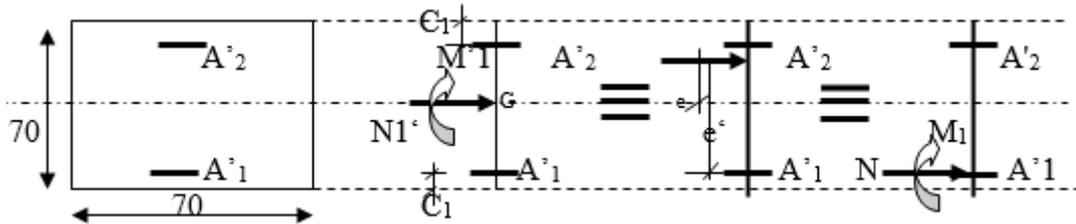


Fig.VI. 17 : Position de N'1 et M1 sur la section transversale.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1)}_{(I)} \times \sigma_b \times b \times h \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 203,94 + 3278,799 \cdot \left(0,63 - \frac{0,70}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M'_1 = 1122,003 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 70 - 0,81 \times 7) \times 18,5 \times 70 \times 70 \times 10^{-3} = 1642,448 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 3278,799 \times (0,63 - 0,07) - 1122,003 = 714,124 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(I) > (II) **S.P.C**, donc la section sera calculée à la flexion simple avec un moment par Rapport aux armatures tendues M'1

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times d \times d^2} = \frac{1122003}{18,5 \times 70 \times 63^2} = 0,218$$

$$\Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,218}) = 0,311$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,876$$

$$A1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1122003}{400 \times 0,876 \times 63} = 50,83 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 50,83 - \frac{3278799}{100 \times 400} = -31,14 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{cal} = (A^{ELU}, A^{acc}) = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T20 \rightarrow A = 15,71 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'Etat limite de service :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, 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 pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- La contrainte du béton est limitée par $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Position du point d'application de l'effort normal N_{ser} :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{23,58}{1708,9} = 1,37 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1,37 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression se trouve à l'intérieure de la section.

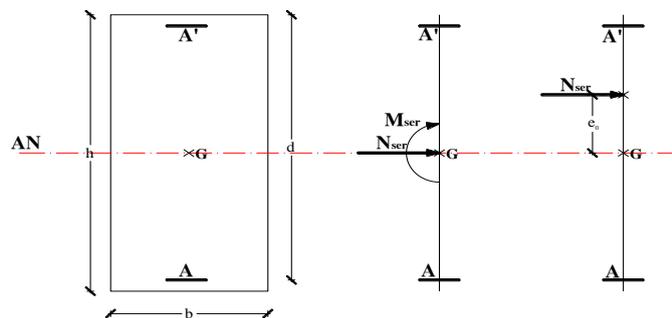


Fig. VI. 18 : Position du Point d'application de l'effort normal N^{ser}

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$e_0 = 1,37 < \frac{h}{6} = \frac{70}{6} = 11,67 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

• **Remarque :**

S.E.C il faut vérifier: $\sigma_{b1} < \sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) = 70 \times 70 + 15(15,71 + 15,71) = 5371,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d) \right] = \frac{1}{5371,3} \left[\frac{70 \cdot 70^2}{2} + 15(15,71 \times 3 + 15,71 \times 67) \right]$$

$$V_1 = 35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 70 - 35 = 35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 (v_1 - c_1)^2 + (A_2 (v_2 - c_2)^2))$$

$$I = \frac{70}{3} (35^3 + 35^3) + 15(15,71(35 - 3)^2 + 15,71(35 - 3)^2) = 2483444,533 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 23,58 - 1708,90 \left(\frac{0,70}{2} - 0,35 \right) = 23,58 \text{ KN.m}$$

- **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_{ser}} \leq \frac{I}{B_0 \cdot V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_{ser}} = \frac{23,58}{1708,9} = 1,38 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{B_0 \cdot V_2} = \frac{2483444,533}{5371,3 \times 35} = 13,21 \text{ cm}$$

$$e_G = 1,38 \text{ cm} < \frac{I}{B_0 \cdot V_2} = 13,21 \text{ cm}$$

⇒ la section est entièrement comprimée.

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \cdot B_0} = \frac{1708900}{100 \times 5371,3} = 3,18 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I} = \frac{23580}{2483444,533} = 0,009$$

$$\sigma_{b1} = \sigma_0 + K \times V_1 = 3,18 + 0,009 \times 35 = 3,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b1} = 3,49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Il n'est pas nécessaire de vérifier σ_s

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues

c. Armatures transversales :

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

D'après le fichier de résultats "ETABS" :

$$T_{\max} = 19,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{19100}{70 \times 67 \times 100} = 0,04 \text{ MPa}$$

Selon le C.B.A93 : Art A .5.1.2.1 :

$$\tau_u = 0,04 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

- Espacement des armatures transversales :

Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = (15 \times 2; 40 \text{ cm}; 70 + 10) = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t = 30 \text{ cm}$$

- D'après les règles [RPA99version 2003/7.4.2] : (zone IIa)

- Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = (10 \times 2; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$t \leq 15\phi_L^{\min} = (15 \times 2) = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t = 25 \text{ cm}$$

- Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{285,6}{70} = 4,08 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot T_u}{h_t \cdot f_e} = \frac{10 \times 3,75 \times 19100}{70 \times 400 \times 100} = 0,25 \text{ cm}^2$$

⇒ On prend 4T8 ⇒ $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{70} = 4,08 < 5$$

d. **Détermination de la zone nodale :** (RPA 99/Version 2003 art(7.4.2.1)

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot 70 = 140\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}; 70; 70; 60\right) = 70\text{cm}$$

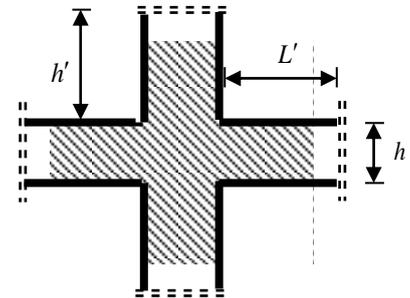


Fig.VI. 19 : Zone

e. **Longueur de recouvrement :** (RPA 99/Version 2003 art(7.4.2.1)

$$L_r = 40 \cdot \varphi_{L_{\max}} = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

● **Conclusion :**

$$A_{RPA} = 0,008 \times 70^2 = 39,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{BAEL} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] = \max\left[\frac{0,2 \cdot 70^2}{100}; \frac{8(70+70)}{100}\right] = 11,2\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = (15,71; 39,2; 11,2) = 39,2 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T20+8T16 \rightarrow A = 34,94\text{cm}^2$$

Tableau VI. 7 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.

Section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)		A ^{max} RPA (cm ²)		Ferrailage	A(cm ²)	Long de rec. (cm)
		RPA	BAEL	(ZC)	(ZR)			
(70x70)	0	39,2	11,2	196	294	10T20+4T16	39,46	80
(60x60)	0	28,2	9,6	144	216	8T20+4T16	33,17	80
(55x55)	0	24,2	8,8	121	181,5	8T20	25,13	80
(50x50)	0	20	8	100	150	6T20+2T14	21,93	80
(45x45)	0	16,2	7,2	81	121,5	6T20	18,85	80

- Schéma de ferrailage :

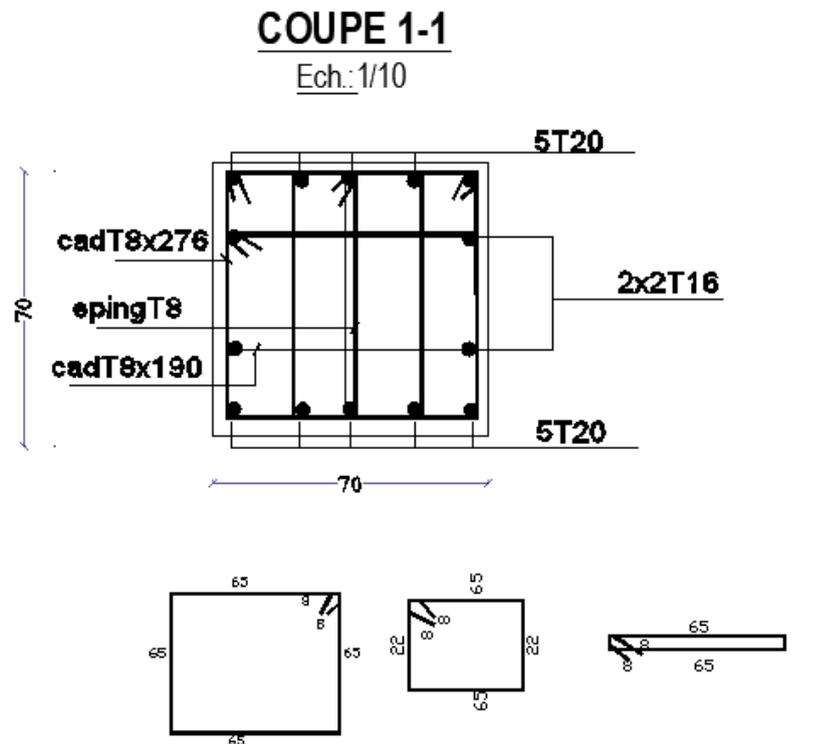


Fig VI.20 : Schéma du ferrailage du pot 70x70

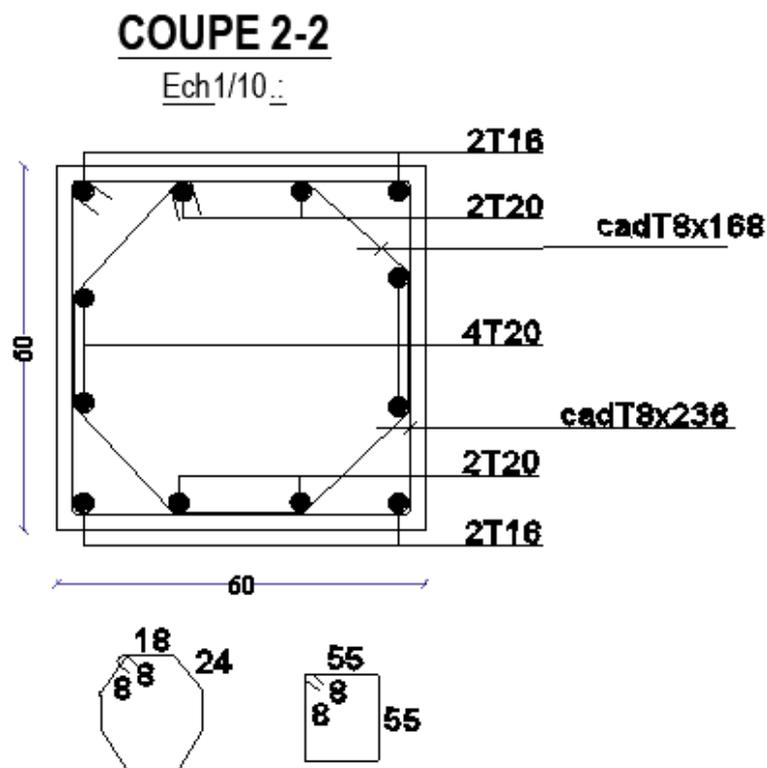


Fig VI.21 : Schéma du ferrailage du pot 60x60

COUPE 3-3

Ech1/10.:

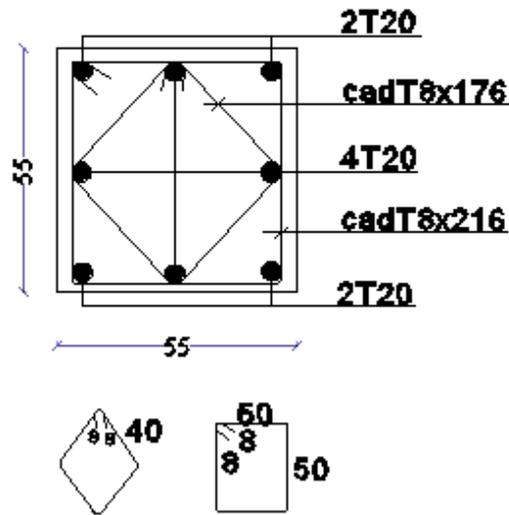


Fig VI.22 : Schéma du ferrailage du pot 55x55

COUPE 4-4

Ech1/10.:

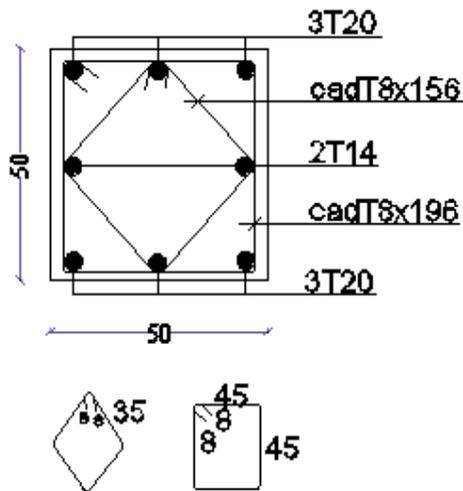


Fig. VI.23 : Schéma du ferrailage du pot 50x50

COUPE 5-5

Ech1/10.:

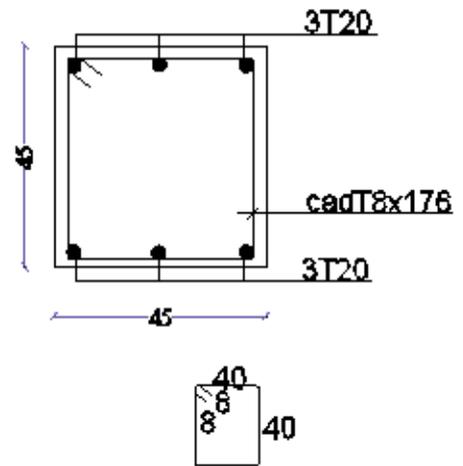


Fig. VI.24 : Schéma du ferrailage du pot 45x45

VII- ETUDE DES VOILES.

VII .1. Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé où la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

- Voile de Contreventement
- Voile pour ascenseur
- Voile périphérique

VII .2. Voiles de Contreventement :

VII .2.1. Ferrailage des voiles de Contreventement :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente d'exploitation ainsi que les charges sismiques. Selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \\ G + Q \pm 1.2E \dots \dots \text{ACC} \end{array} \right.$$

a. Les armatures verticales :

Le règlement recommande de prendre un pourcentage minimum d'armatures verticales de la zone tendue au moins égale à 0.5 % de la section horizontale du béton tendue.

- Les armatures de traction seront concentrées aux extrémités des voiles. Ces barres verticales des zones extrêmes devraient ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être menues de crochets à la partie supérieure, par contre les barres des autres niveaux n'auront pas de crochets et la jonction se fera par recouvrement.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus à 15 cm.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes.

- Espacement des barres verticales :

Les armateurs transversaux doivent respectes les dispositions suivent :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e$$

Article 7.7.4.3 RPA99/03

$$S \leq 30cm$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de là l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

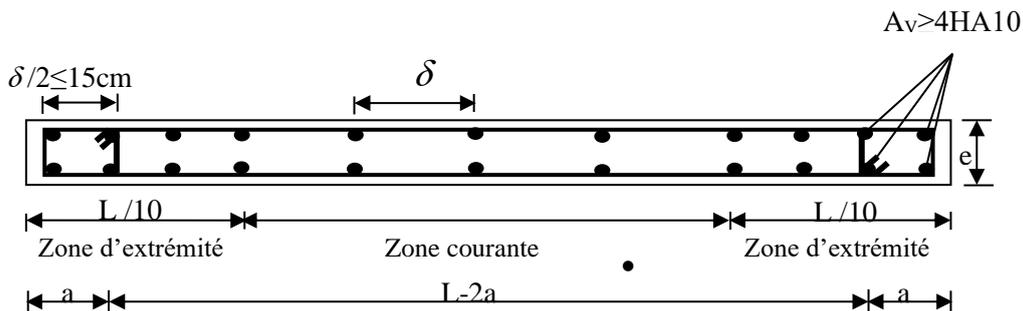


Fig. VII .1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- **Détermination la nature de la section du voile :**

Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET)

Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signes opposés on aura une section partiellement comprimée (SPC).

- **Vérification à l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales :**

- Contraintes limites de cisaillement [RPA99/V2003/7.7.2] :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut que :

$$\tau_u = \frac{1,4 \times T_u}{b \times d}$$

- T_u : l'effort tranchant à la base du voile.
- b : épaisseur de voile.
- d : hauteur utile.
- h : hauteur totale de la section brute.

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 MPa \Rightarrow [RPA99/V2003/7.7.2]$$

$$\frac{At}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta s}}$$

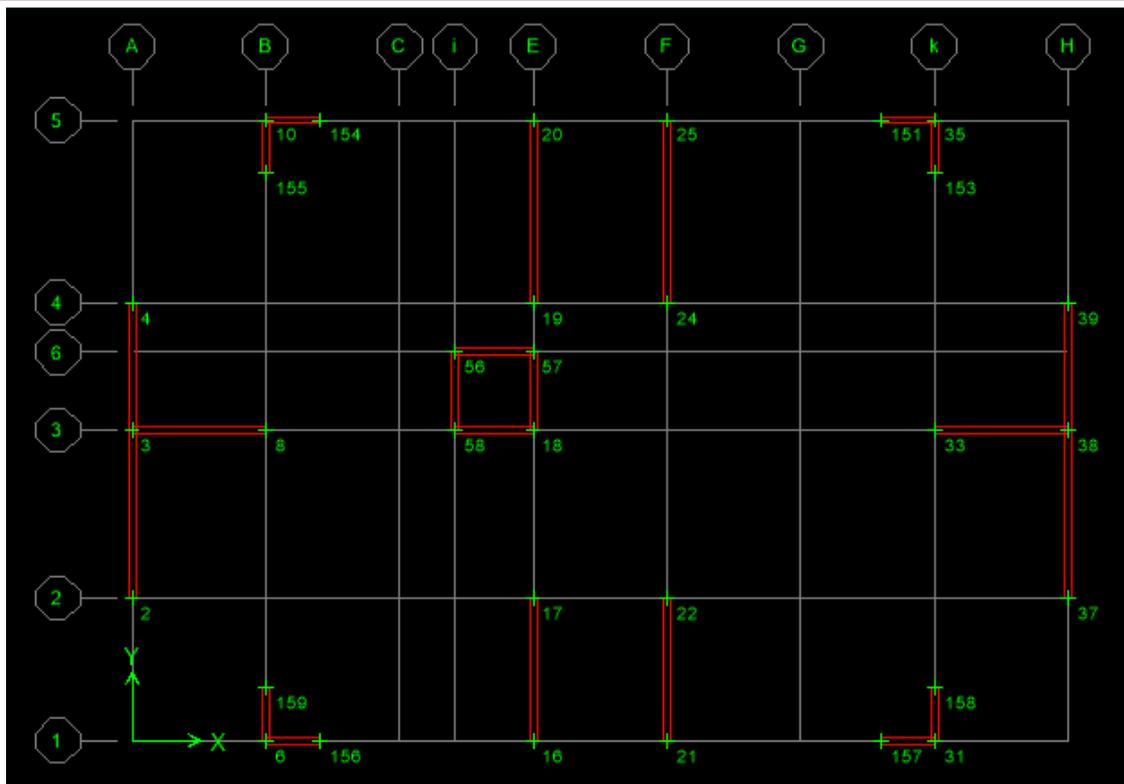


Fig. VII.2: Sollicitations sur les voiles Plus de charge point (3)

➤ **Voile de Contreventement tous les étages :**

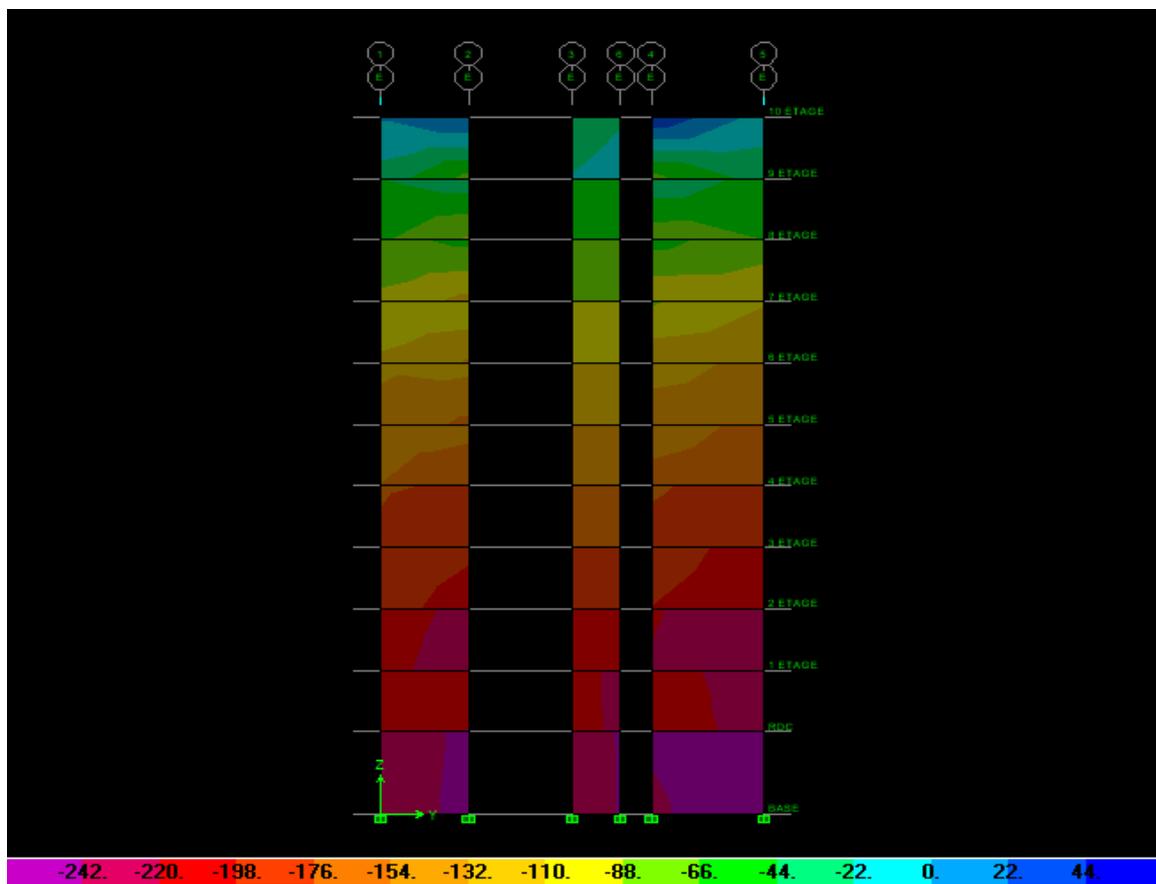


Fig. VII. 3 : Les diagrammes des contraintes

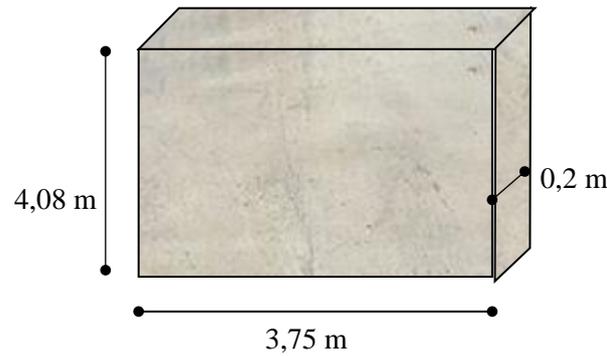


Fig. VII. 4 : Schéma du voile de Contreventement le plus défavorable

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions

L [m]	h [m]	a [m]
3,75	4,08	0,2

- **Avec :**

L : La longueur du voile de Contreventement en (m) ;

h : La hauteur du voile de Contreventement en (m) ;

a : L'épaisseur du voile de Contreventement en (m).

- Les sollicitations de calcul:

À l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel **ETABS**, on obtient les sollicitations suivantes :

VII .2.2. Armatures verticales :

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Nmax [KN]	M [KN.m]
5613,9	5003,68

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des coefficients.

I [m⁴]	Ω [m²]	v [m]
$\frac{a \times L^3}{12}$	axL	$\frac{L}{2}$
0,88	0,75	1,875

I : Inertie du voile en (m⁴).

Ω: Surface en plan du voile en (m²).

V : La position de l'axe neutre en (m).

Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif des contraintes appliquées sur le voile.

σ_1 [Mpa]	σ_2 [MPa]
$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I}$	$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I}$
18,146	- 3,176

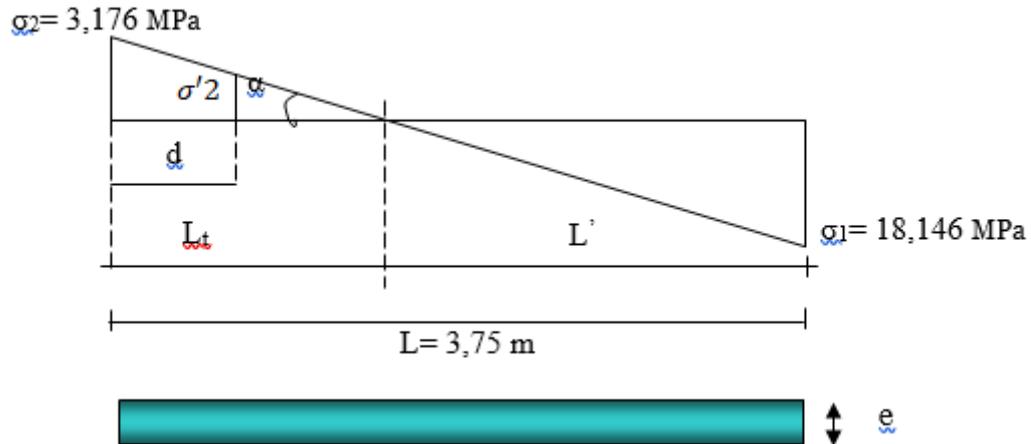


Fig. VII.5 : Schéma des contraintes dans les voiles.

- **Calcul de L_t :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3,75 \times \left(\frac{3,176}{18,146 + 3,176} \right) = 0,558 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,75 - 0,558 = 3,192 \text{ m}$$

$$d = \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2 \times L'}{3} \right)$$

$$d = \min \left(\frac{4,08}{2}; \frac{2 \times 3,192}{3} \right) = 2,04 \text{ m}$$

- **Conclusion :**

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

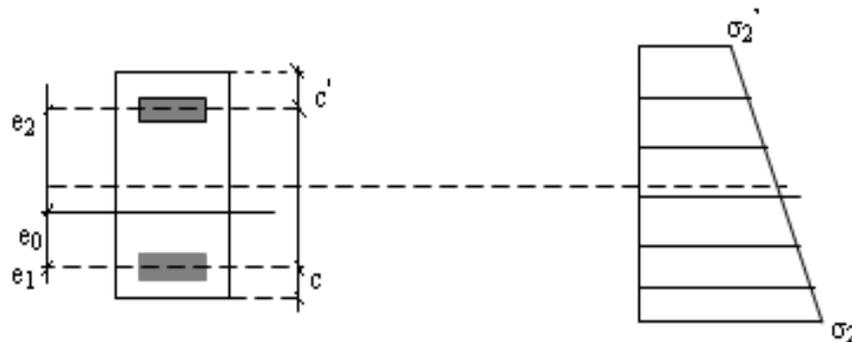
$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_{1.v'1}}{I'} = 0 \quad d = L_t$$

- **Calcul du moment M 1 et effort normale N 1 :**

Tableau VII.5 : Tableau de calcul du moment M 1 et effort normale N 1.

I' [m4]	V '1 [m]	Ω' [m²]	N1 [KN]	M1 [KN.m]
$(\frac{a \times L_t^3}{12})$	$\frac{L_t}{2}$	$a \times L_t$	$(\frac{\Omega'}{2}) \times \sigma_2 \times \sigma'_2$	$(\frac{I'}{2 \times v'1}) \times (\sigma'_2 - \sigma_2)$
0,00289	0,279	0,1116	-117,22	16,45

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{16,45}{-117,22} = -0.1403 \text{ m} < \frac{d}{6} = \frac{L_t}{6} = 0,093 \Rightarrow \text{S.E. T (section entièrement tendue).}$$



Soit : $c = 2,5 \text{ cm}$ $c' = 2,5 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,1137 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,3943 \text{ m}$$

$$As' = \frac{N1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{117,22 \times 0,3943}{(0,1137 + 0,3943) \times 400} = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$As'' = \frac{N1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{117,22 \times 0,1137}{(0,1137 + 0,3943) \times 400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$As = As' + As'' = \frac{N1}{f_e} = \frac{117,22}{400} = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ s/ml/Face [cm}^2] = \frac{As}{2 \times L^t} = \frac{2,93}{2 \times 0,558} = 2,63 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales exigées par l'article 7.7.4.1/ RPA99, V2003 :**

Tableau VII.6: Tableau des armatures minimales par le RPA99, V2003.

b [m]	L t [m]	A RPA [cm ²]	A RPA/ml/Face [cm ²]
		$0,20\% \times b \times L t$	$\frac{A_{RPA}}{2 \times L^t}$
0,20	0,558	2,232	2

Avec :

b : L'épaisseur du voile de Contreventement en (m).

L t : La longueur de la section tendue en (m).

- **Le pourcentage minimal :**

Tableau VII.7 : Tableau des armatures minimales exigées par Le RPA99, V2003.

b [m]	h [m]	A min [cm ²]	A min/ml/Face [cm ²]
		$0,15\% \times b \times h$	$\frac{A_{min}}{2 \times L^t}$
0,20	3,75	11,25	10,08

Tableau VII.8 : Tableau des armatures.

As [cm ²]	A RPA [cm ²]	A min [cm ²]	A SV [cm ²]
			max (A s; A RPA; A min)
2,93	2,232	11,25	11,25

- **Remarque :**

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie.

A=11,25cm² soit A= 5.625 cm²/face

Avec : un choix de 6T12.....A= 6.79cm²/face

Tableau VII.13 : Tableau de la section d'armature adoptée.

On adopte	
Zone courante	Zone d'about
2× 6T12 A= 6,79 cm ² /ml (e=20 cm)	2× 6T12 A= 6,79 cm ² /ml (e=10 cm)

- **Espacement des barres verticales S :**

Tableau VII.14 : Tableau des espacements des armatures.

	Formule	Valeur [cm]
Zone courante (L'espacement se prend en fonction du nombre de barre)	$S \leq \min (1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$	20
Zone d'about (Sur L/10 de la largeur du voile)	$S' = \frac{S}{2}$	10

- **Longueur de recouvrement L r :**

Tableau VII.15 : Tableau de la longueur de recouvrement.

$\Phi l \text{ max}$ [mm]	L r [cm]
	$40 \Phi l \text{ max}$
12	48

VII .2.3 Armatures horizontal :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : {k = 1 ; $\delta_s = 1$; Pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{1,4 \times T_u}{b \times d}$$

- T_u : l'effort tranchant à la base du voile.
- b: épaisseur de voile.
- d : hauteur utile.
- h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow [\text{RPA99/V2003/7.7.2}]$$

D'après le fichier résultat du **ETABS**, ont trouvé à la base du voile **P3** un effort tranchant de 1009,1 KN

$$d = 0,9h = 3,375 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot T_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 1009,1 \cdot 10^3}{20 \cdot 337,5 \cdot 100} = 2,09 \text{ MPa}$$

$$At = \frac{(b \times S) \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 20 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 2,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

VII .2.4. Schéma de ferrailage :

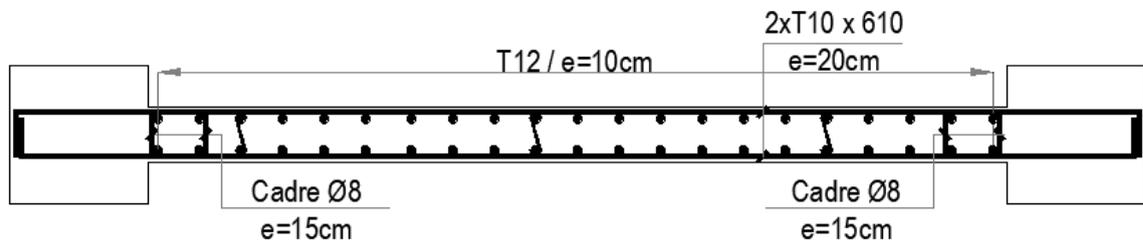


Fig. VII.6 : Dessin de ferrailage des voiles

VII .3. Voiles de d'ascenseur :

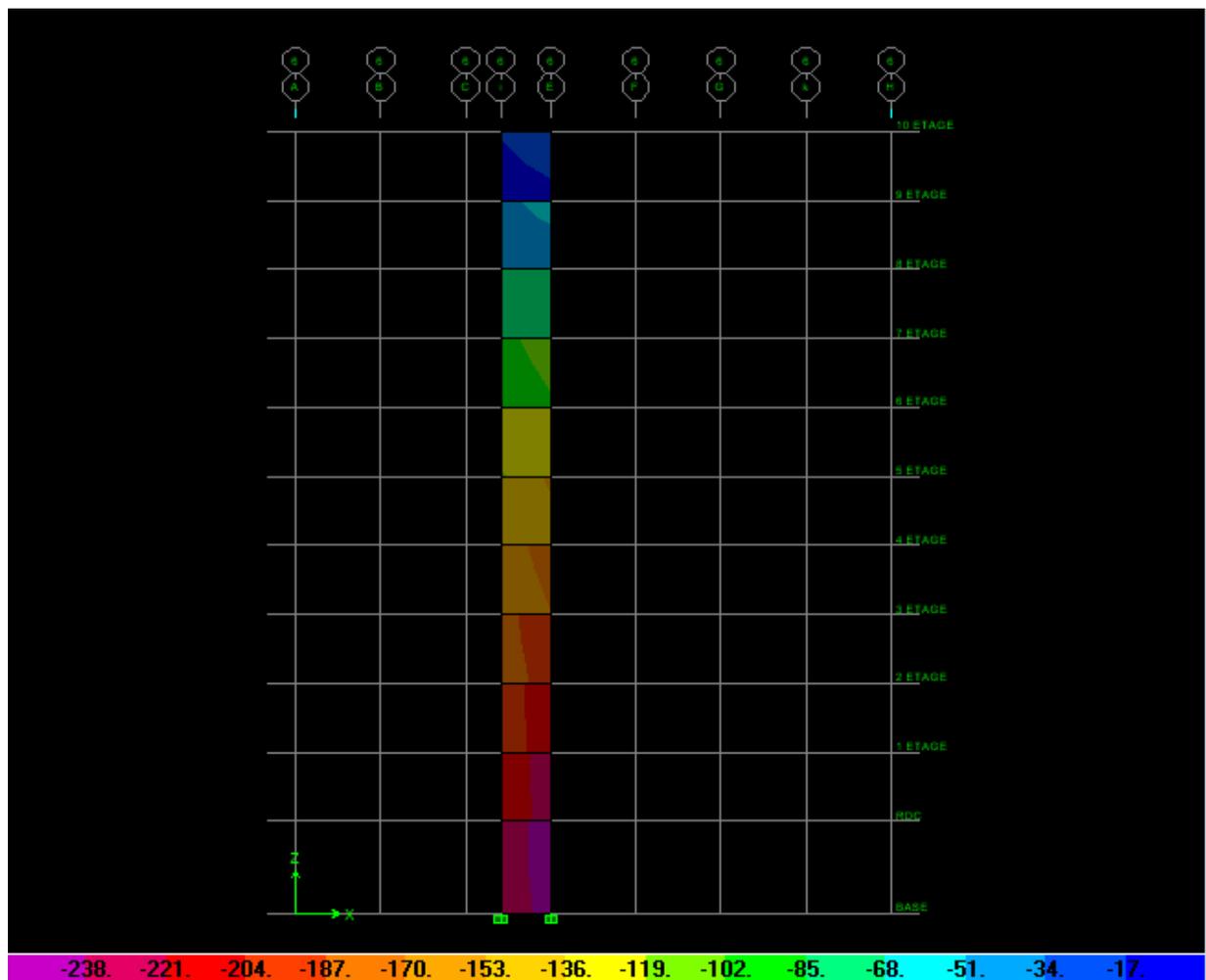


Fig. VII.7 : Les diagrammes des contraintes d'ascenseur

VII .2.1. Les armatures verticales :

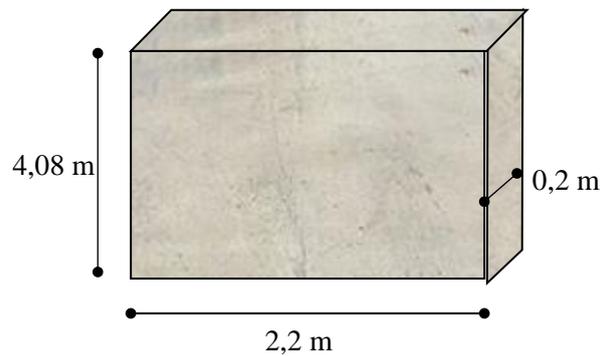


Fig. VII. 8 : Schéma du voile d'ascenseur

- Bilans des efforts obtenus par ETABS
- Présenter tous les (efforts moment, efforts) sous forme tableau

Tableau VII.16 : Tableau récapitulatif des dimensions d'ascenseur

L [m]	h [m]	a [m]
2,20	4,08	0,2

Tableau VII.17 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Nmax [KN]	M [KN.m]
3015,5	1699,82

Tableau VII.18 : Tableau récapitulatif des coefficients.

I [m4]	Ω [m ²]	v [m]
$\frac{a \times L^3}{12}$	axL	$\frac{L}{2}$
0,177	0,44	1,1

Tableau VII.19 : Tableau récapitulatif des contraintes appliquées sur le voile.

σ_1 [Mpa]	σ_2 [MPa]
$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I}$	$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I}$
17,417	- 3,710

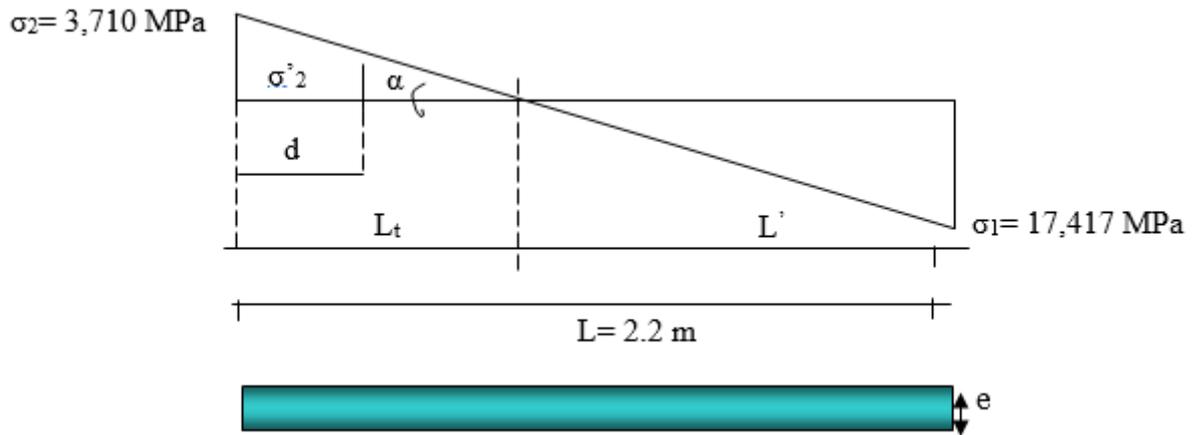


Fig. VII.9 : Schéma des contraintes dans les voiles d'ascenseur.

- **Calcul de L' :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,2 \times \left(\frac{3,710}{17,417 + 3,710} \right) = 0,386 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2,2 - 0,386 = 1,814 \text{ m}$$

$$d = \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2 \times L_t}{3} \right)$$

$$d = \min \left(\frac{4,08}{2}; \frac{2 \times 1,814}{3} \right) = 1,209 \text{ m}$$

- **Conclusion :**

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

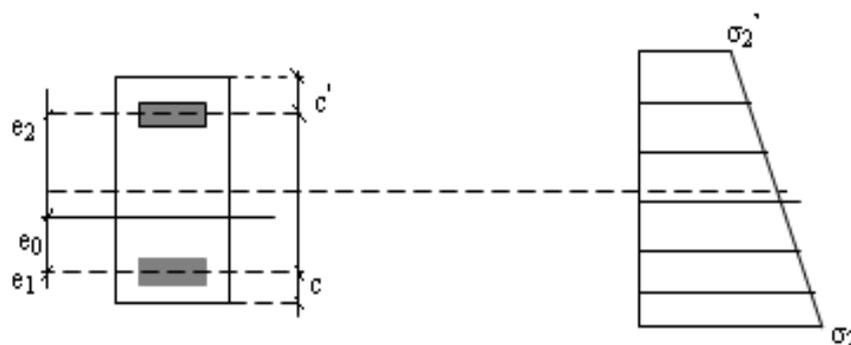
$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 \cdot v_1}{I'} = 0 \quad d = L_t$$

- **Calcul du moment M 1 et effort normale N 1 :**

Tableau VII.20 : Tableau de calcul du moment M 1 et effort normale N 1.

I' [m ⁴]	V '1 [m]	Ω' [m ²]	N1 [KN]	M1 [KN.m]
$\left(\frac{a \times L_t^3}{12} \right)$	$\frac{L_t}{2}$	$a \times L_t$	$\left(\frac{\Omega'}{2} \right) \times \sigma_2 \times \sigma_2'$	$\left(\frac{I'}{2 \times v_1} \right) \times (\sigma_2' - \sigma_2)$
$9,6 \times 10^{-4}$	0,193	0,0772	-143,21	9,23

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{9,23}{-143,21} = -0,064 \text{ m} < \frac{d}{6} = \frac{L_t}{6} = 0,063 \text{ m} \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement tendue).}$$



Soit : $c = 2,5 \text{ cm}$ $c' = 2,5 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,297 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,232 \text{ m}$$

$$As' = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{143,21 \times 0,232}{(0,297 + 0,232) \times 400} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$As'' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{143,21 \times 0,297}{(0,297 + 0,232) \times 400} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$As = As' + As'' = \frac{N_1}{f_e} = \frac{143,21}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ s/ml/Face } [\text{cm}^2] = \frac{As}{2 \times L^t} = \frac{0,36}{2 \times 0,386} = 0,47 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales exigées par l'article 7.7.4.1/ RPA99, V2003 :**

Tableau VII.21: Tableau des armatures minimales par le RPA99, V2003.

b [m]	L t [m]	A RPA [cm ²]	A RPA/ml/Face
		$0,20\% \times b \times L t$	$\frac{A_{RPA}}{2 \times L^t}$
0,20	0,386	1,544	2

- **Le pourcentage minimal :**

Tableau VII22 : Tableau des armatures minimales exigées par Le RPA99, V2003.

b [m]	h [m]	A min [cm ²]	A min/ml/Face [cm ²]
		$0,15\% \times b \times h$	$\frac{A_{min}}{2 \times L^t}$
0,20	2,2	6,6	4,37

Tableau VII.23 : Tableau des armatures.

As [cm ²]	A RPA [cm ²]	A min [cm ²]	AS V [cm ²]
			max (A s; A RPA; A min)
0,36	1,544	6,6	6,6

- **Remarque :**

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie.

$A=6,6 \text{ cm}^2$ soit $A= 3,30 \text{ cm}^2/\text{face}$

Avec : un choix de 5T10..... $A= 3,93 \text{ cm}^2/\text{face}$

Tableau VII.24 : Tableau de la section d'armature adoptée.

On adopte	
Zone courante	Zone d'about
2× 5T10 $A= 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (e=20 cm)	2× 5T10 $A= 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (e=10 cm)

- **Espacement des barres verticales S :**

Tableau VII.25 : Tableau des espacements des armatures.

	Formule	Valeur
Zone courante (L'espacement se prend en fonction du nombre de barre)	$S \leq \min (1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$	20
Zone d'about (Sur L/10 de la largeur du voile)	$S' = \frac{S}{2}$	10

VII .3.2. Armatures horizontales :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $\{k = 1 ; \delta_s = 1 ; \text{Pas de reprise de bétonnage.}$

D'après le fichier résultat du **ETABS**, ont trouvé à la base du voile **P4** un effort tranchant de 348,5 KN

$d= 0,9h = 1,98 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot T_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 384,5 \cdot 10^3}{20 \cdot 1,98 \cdot 100} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$At = \frac{(b \times S) \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 20 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \quad \Longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII .3.3. Schéma de ferrailage d'ascenseur :

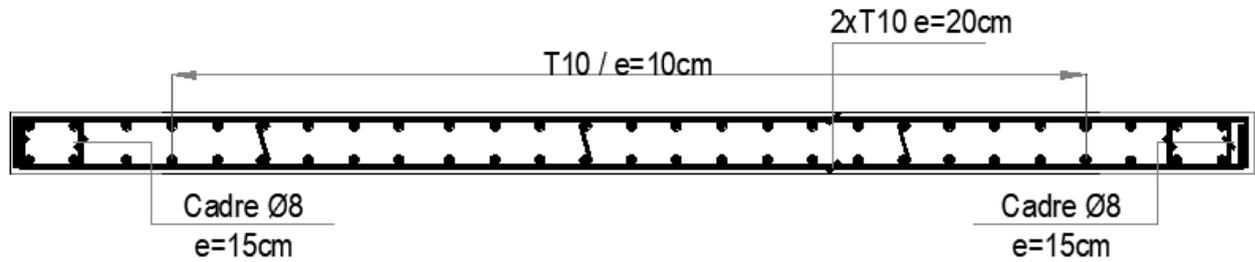


Fig. VII.10 : Dessin de ferrailage des voiles d'ascenseur

VIII. Etude de l'infrastructure

VIII.1. VOILES PERIPHERIQUES :

VIII.1.1. Introduction :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Les voiles périphériques constituent avec les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts Tranchants dus au séisme.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical) les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

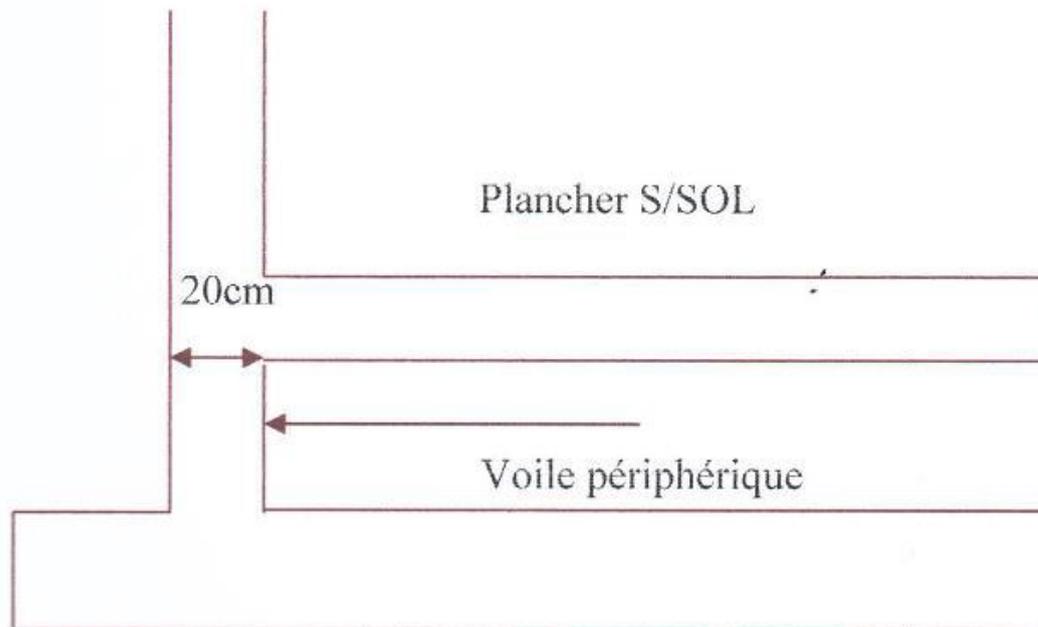


Fig.VIII.1 : Dimension d'une voile périphérique.

VIII.1.2. Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma = 17\text{KN/m}^3$.
- L'angle de frottement $\varphi = 35^\circ$.

VIII.1.3. Détermination des sollicitations :**a. calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3.31 \times 0.20 = 0.662 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.662 = 1654 \text{ Kg.}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1.35 \times 1654 = 22,33 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N = P_{pr} = 15,54 \text{ KN}$$

b. Calcul de la poussée des terres :

$$P_t = \int_0^h K_p \cdot \gamma \cdot dH$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée.

K_q : Coefficient due aux surcharges.

h : Hauteur du voile .

γ : Masse volumique des terres

K_p : On utilise les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = K_q = 0,247.$$

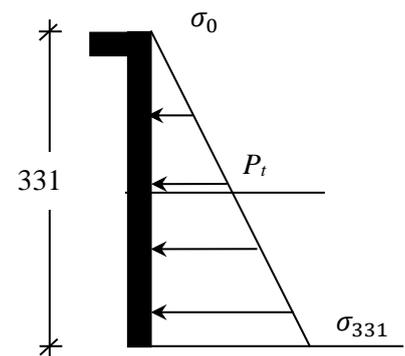


Fig.VIII.2 : Contrainte du voile

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{331} = 0,247 \times 17 \times 3,31 = 13,90 \text{KN/m}^2$$

On va considère le voile une dalle qui s'appuie

Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$\frac{13,90+0}{2} = 6,95 \text{KN/m}^2$$

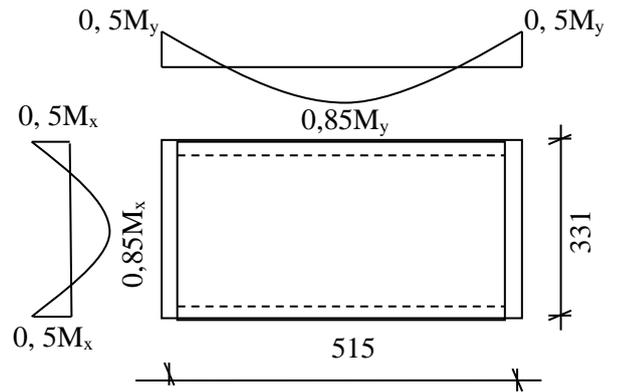


Fig.VIII.3 : Panneau de dalle appuie sur 4 coté.

c. **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 695 = 938,25 \text{ daN/m}^2$$

- Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 938,25 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\bar{q}_s = 695 \text{ daN/m}^2$$

- Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = 695 \text{ daN/ml.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

- Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu) \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{avec } l_x < l_y$$

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = 0 \Rightarrow \text{États limites ultimes (béton fissuré).}$$

$$\nu = 0,2 \Rightarrow \text{États limites de service (béton non fissuré).}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{331}{515} = 0,64$$

⇒ $\rho = 0,64 > 0,4 \Rightarrow$ Le panneau de dalle porte suivant deux directions.

- **Calcul des moments :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- **Avec :**

μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x/l_y à partir de tableau.

Tableau VIII.1: Tableau récapitulatif des sollicitations.

Sollicitation	L _x (m)	L _y (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M _{0x} (N.m)	M _{0y} (N.m)
E.L.U	3,31	5,15	0,64	0,0712	0,417	8509,21	3548,34
E.L.S	3,48	5,15	0,64	0,0767	0,533	6790,02	3619,08

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des combinaisons des sollicitations.

Combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M _a (N.m)	4254,61	3395,01	1774,17	1809,54
M _t (N.m)	7232,83	5771,52	3016,08	3076,22

VIII.1.4. Calcul des ferrillages :

- **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable \longrightarrow $a = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

\implies En prend : $\phi = 1 \text{ cm}$

- **Donc :**

Sens x-x $C_x = a + \frac{1}{2} = 2,5\text{cm}$

Sens y-y $C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3,5\text{cm}$

Sens x-x $d_x = h_0 - c_x = 17,5\text{cm}$

Sens y-y $d_y = h_0 - c_y = 16,5\text{cm}$

- **Remarque :**

Le ferrillage en appui et en travée sont les mêmes, donc on va prendre le moment maximal (moment en travée).

a. En travées :- **Sens x-x :**➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 7232,83 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{7232,83}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2}$$

$$\mu = 0,016 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7232,83}{348 \times 0,992 \times 17,5} = 1,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

(Barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tu} = 1,60 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{tx}^s = 5771,52 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 17,5 = 20,65$$

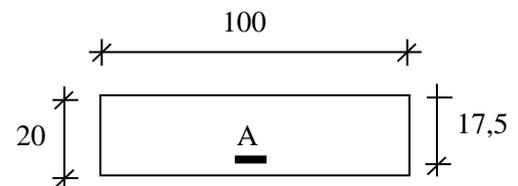
$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 20,65} = 3,99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,99^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (17,5 - 3,99)^2 = 12876,93 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{5771,52}{12876,93} = 0,45$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,45 \times 3,99 = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,45 \times (17,5 - 3,99) = 91,19 \text{ MPa}$$

**Fig.VIII.4 : Section de calcul en travée (x-x).**

➤ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min(266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 91,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

- **Sens y-y :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{ty}^u = 3016,08 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3016,08}{14,2 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,0078$$

$$\mu = 0,0078 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'N \text{ existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,009$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

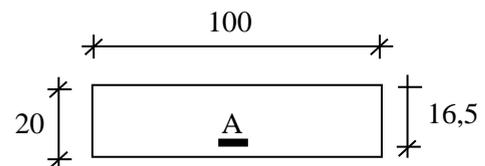


Fig.VIII.5 : Section de calcul en travée (y-y).

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3016,08}{348 \times 0,996 \times 16,5} = 0,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

(Barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tu} = 1,60 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{ty}^{ser} = 3076,22 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 16,5 = 19,47$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 19,47} = 3,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,86^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (16,5 - 3,86)^2 = 11335,50 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3076,22}{11335,50} = 0,27$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,27 \times 3,86 = 1,04 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,27 \times (16,5 - 3,86) = 51,19 \text{Mpa}$$

➤ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min(266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1,04 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 51,19 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

b. En appuis :

- **Sens x-x:**

➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{ax}^u = 4254,61 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4254,61}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu = 0,392 \Rightarrow A'N \text{ existe pas}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4254,61}{348 \times 0,995 \times 17,5} = 0,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

(Barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tu} = 1,60 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{ax}^{ser} = 3395,01 \text{ N.m}$$

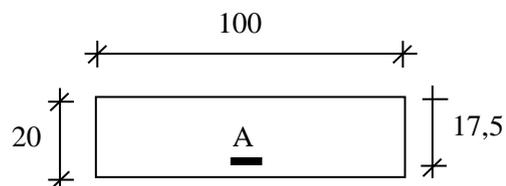


Fig.VIII.6 : Section de calcul en travée (x-x).

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 17,5 = 20,65$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 20,65} = 3,99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,99^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (17,5 - 3,99)^2 = 12876,93 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3395,01}{12876,93} = 0,26$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,26 \times 3,99 = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,26 \times (17,5 - 3,99) = 54,25 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min(266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 54,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

- **Sens y-y :**

$$M_{ay}^S = 1774,17 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1774,17}{14,2 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,0046$$

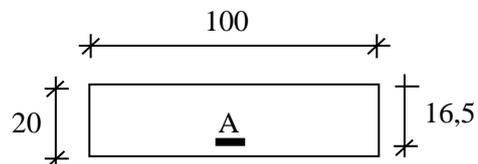


Fig.VIII.7 : Section de calcul en travée (y-y).

$$\mu = 0,0046 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1774,17}{348 \times 0,998 \times 16,5} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

(Barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tu} = 1,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{ay}^{ser} = 1809,54 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 16,5 = 19,47$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 19,47} = 3,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,86^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (16,5 - 3,86)^2 = 11335,50 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{1809,54}{11335,50} = 0,16$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,16 \times 3,86 = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,16 \times (16,5 - 3,86) = 30,34 \text{ MPa}$$

➤ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min(266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 30,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

Tableau VIII.3 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.

Sens	A Cal [cm ² /ml]	A min [cm ² /ml]	A max [cm ² /ml]	Choix armatures
X-X	1,19	1,6	1,6	5T10/ml At = 3,93 cm ² /ml e = 20 cm
Y-Y	0,53	1,6	1,6	5T10/ml At = 3,93 cm ² /ml e = 20 cm

VIII.1.5. Schéma de ferrailage d'ascenseur :

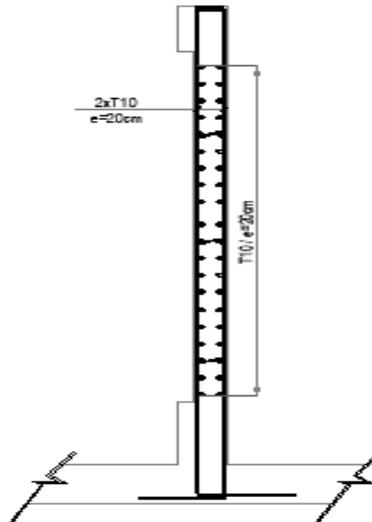


Fig. VII.8 : Dessin de ferrailage des voiles périphériques

VIII.2. Etude des fondations :

a. Introduction :

Les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau de base. Elles ont pour objet de transmettre les charges totales apportées par la structure au sol.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations.

b. Types de fondations :

On distingue trois types de fondations qui sont :

- Fondations superficielles (isolées, filantes ou Radier généraux) $\rightarrow D/B \leq 6$
- Fondations semi profondes (puits) $\rightarrow 6 < D/B < 10$
- Fondations profondes (pieux) $\rightarrow D/B \geq 10$

c. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères suivants :

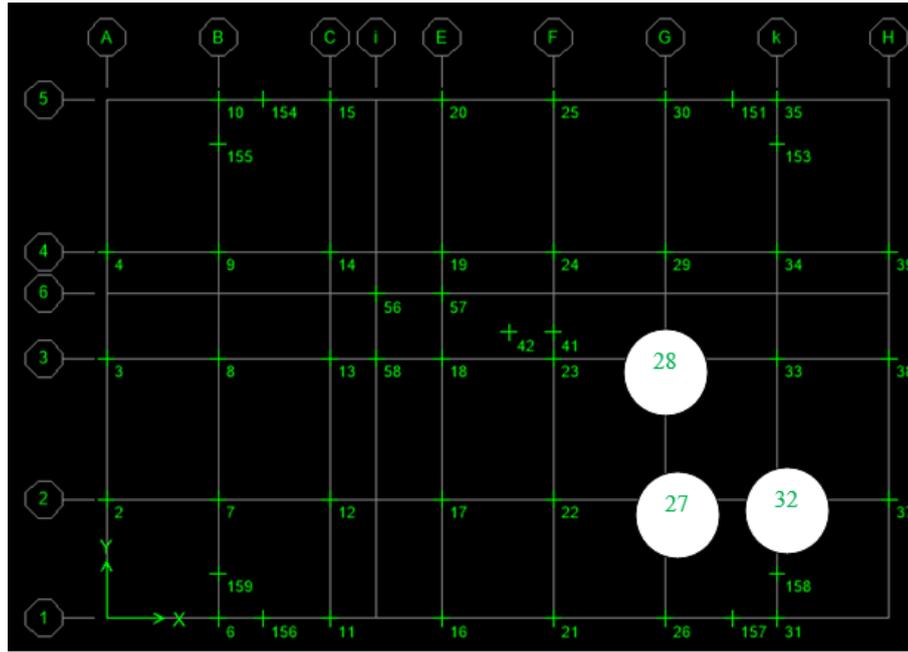
- Stabilité totale du bâtiment (rigide).
- Solution économique (ferrailage) et Facilité d'exécution (coffrage).
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charge apportée par la structure

En ce qui concerne les ouvrages en voiles, deux cas peuvent se présenter :

- Semelles filantes.
- Radier général.

d. Étude de sol :

La reconnaissance géologique et géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2,5 bars** (sol meuble).



VIII.1.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES :

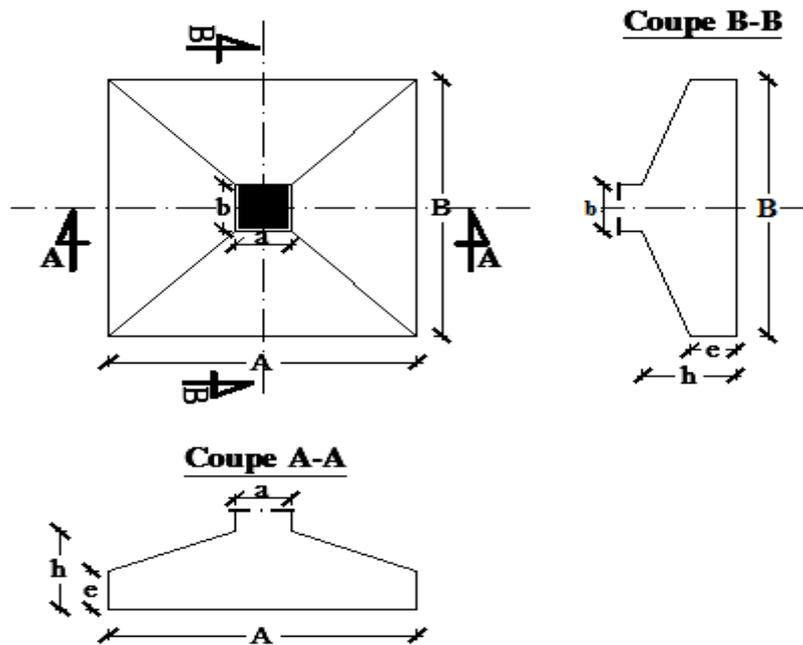


Fig.VIII.9 : Dimension d'une semelle isolée

a. Semelle de centre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{array} \right.$$

Avec: $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5\text{bars}$; $N = 2288,5 \text{ KN}$; $a = 70\text{cm}$ et $b = 70\text{cm}$.

$$A = \left(\frac{70}{70}\right) \cdot B \Rightarrow A = B$$

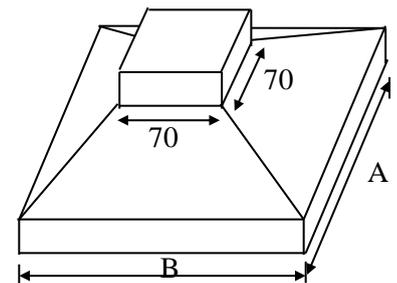


Figure VIII 10 : semelle isolée

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2288,5 \times 100}{2,5}} = 302,56 \text{ cm}$$

⇒ On prend : B = 320cm ⇒ A = 320 cm

b. Semelle de rive :

$$N = 1619,1 \text{ KN}$$

$$B \geq 254,48 \text{ cm}$$

⇒ On prend : B= 260 cm ⇒ A= 260 cm

c. Semelle de d'angle :

$$N = 2291,4 \text{ KN}$$

$$B \geq 302,74 \text{ cm}$$

⇒ On prend : B= 320 cm ⇒ A= 320cm

● **Conclusion :**

D'après le prédimensionnement des semelles isolées on a conclu que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions, pour cela le choix d'un Radier général est préférable.

VIII.3. ETUDE DU RADIER :

VIII.3.1. Généralité :

Le Radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ainsi ; ils sont soumis à la réaction du sol. Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

- **Remarque :**

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \text{ACC1} \rightarrow G + Q + E \\ \text{ACC2} \rightarrow G + Q - E \\ \text{ACC3} \rightarrow 0.8G + E \\ \text{ACC4} \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{ [RPA99(V2003) /10.1.4.1].}$$

- L'état limite de service :

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

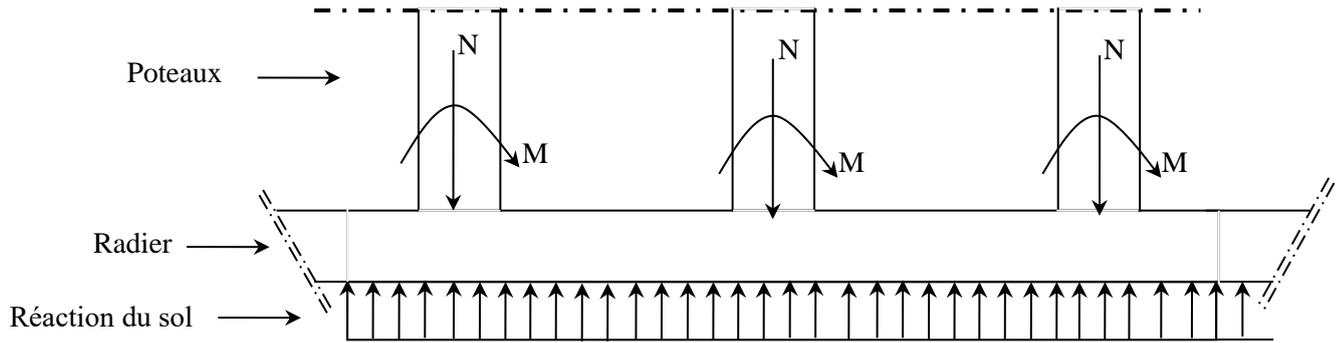


Fig.VIII.11 : Schéma du radier général.

VIII.3.2. Prédimensionnement du Radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le Radier va déborder de 100 cm de chaque côté.

➤ Hauteur du Radier :

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer son hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de rigidité.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnent.

a. Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \quad \text{Avec :}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=515\text{cm} \Rightarrow 64,38 \text{ cm} \leq h \leq 103\text{cm}$$

b. Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

L_e : longueur élastique donnée par :

K : coefficient d'élasticité du sol (Pour un sol de densité moyenne $K= 40\text{MN/m}^3$) ;

E : module d'Yong du béton ($E=3.10^4 \text{ MPa}$) ;

I : inertie du Radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

b : largeur du Radier.

- Pour notre cas : $L=5,15m$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5,15}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,77m$$

c. Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2] :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 1,17 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A5.1,1]}$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{5,15} = 0,728 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc : Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_x = \frac{q_{\max}^u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} ; \quad T_y = \frac{q_{\max}^u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

- **Calcul q_u :**

La surface du Radier est de : $S = 504,39 \text{ m}^2$

Le poids de superstructure : $G = 53843,08 \text{ KN}$

$$q^u = 1.35 \times \frac{53843,08}{504,40} + 1.5 \times 5 = 151,61 \text{ KN/m}^2$$

$T_x=432,96 \text{ KN}$. $T_y=121,71 \text{ KN}$.

Donc : $T^{\max} = 432,96 \text{ KN}$

$$h \geq \frac{432,96}{0.9 \times 1 \times 1,17 \times 10^3} \Rightarrow h \geq 0,41 \text{ m} = 41 \text{ cm}$$

d. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

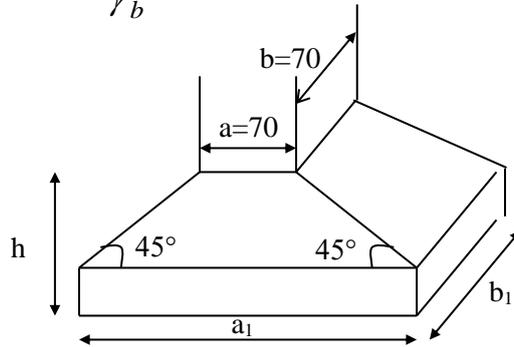


Fig.VIII.12 : Dimension de semelle

Avec :

h : épaisseur du Radier ;

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du Radier.

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

Avec : $a_1 = a + h$ **et** : $b_1 = b + h$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (a + b + 2 \cdot h)$$

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le Radier, calculée à l'état limite ultime.

Pour notre structure, $N_{u \max} = 3643,20$ KN appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimensions $a = 70$ cm et $b = 70$ cm

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (700 + 700 + 2 \cdot h) \times h \times 16,67$$

$$\Rightarrow 0,045 \times (2 \times (700 + 700 + 2 \cdot h)) \times h \times 16,67 - 3643,200 \geq 0$$

$$\Rightarrow 3 h^2 + 2100,42h - 3643200$$

$$\Rightarrow h \geq 80,61 \text{ cm}$$

- Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment on prend la hauteur du Radier. égale à $h = 90$ cm.

➤ **La hauteur des nervures : h_n**

➡ On prendra $h_n = 60$ cm.

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{515}{20} = 25,75 \text{ cm}$$

➡ On prendra $e = 30$ cm.

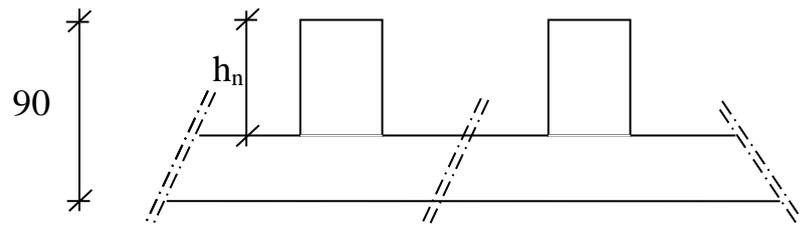


Fig.VIII.13 : Dimension du Radier.

VIII.3.3. Prédimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

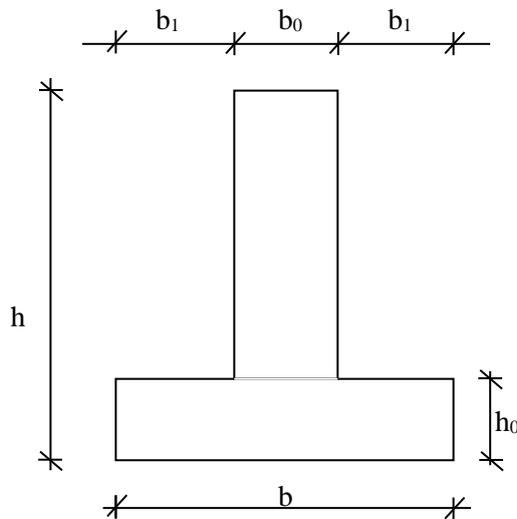


Fig.VIII.14 : Dimensions des poutres.

Tableau. VII. 4 : Dimensions des poutres.

	Lmax [cm]	h [cm]	h0 [cm]	b0 [cm]	b1 [cm]	b [cm]
Poutre principale	515	90	30	35	55	140
Poutre secondaire	375	90	30	35	40	110

VIII.3.4. Détermination des sollicitations :

a. Caractéristiques du Radier :

$h = 90 \text{ cm} ; e = 30 \text{ cm} ; h_n = 60 \text{ cm}$

Surface du Radier $S = 504,39 \text{ m}^2$

$I_{xx} = 14401,39 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 31212,22 \text{ m}^4$

$V_x = 13,625 \text{ m} ; V_y = 9,255 \text{ m}$

Avec : V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du Radier et I_{xx}, I_{yy} : inerties du Radier ;

b. Calcul du poids du Radier : Pr

Poids du Radier sans poutres : $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres principales : $P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres secondaires : $P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$

Avec : **e** : épaisseur du Radier sans poutres

γ_b : Masse volumique du béton

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

$$P_1 = 504,39 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow P_1 = 3782,925 \text{ KN.}$$

$$P_p = 86,72 \times 0,6 \times 0,35 \times 25 \Rightarrow P_p = 455,28 \text{ KN.}$$

$$P_s = 116,25 \times 0,6 \times 0,35 \times 25 \Rightarrow P_s = 610,31 \text{ KN.}$$

$$Pr = P_1 + P_p + P_s = 4848,515 \text{ KN.}$$

c. Surcharges d'exploitation : Qr

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 504,39$$

$$\Rightarrow Qr = 2521,95 \text{ KN.}$$

d. Combinaisons d'actions :**➤ Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$- \text{ Situation durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35Pr + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le Radier qui sont données par le logiciel **ETABS** sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 79109,9 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35 \times Pr + 1,5 \times Qr = 1,35 \times 4848,51 + 1,5 \times 2521,95 = 10328,41 \text{ KN}$$

$$N_u = 79109,9 + 10328,41 \Rightarrow N_u = 89438,31 \text{ KN.}$$

$$M_x = 5103 \text{ KN.m} ; \quad M_y = 1684,75 \text{ KN.m}$$

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du Radier dans la direction considérée en (KN.m).

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel **ETABS**.

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

$$- \text{ Situation accidentelle : } [(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)] \text{ et } [(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$$

$$N_a = 4514 + 7370,47 \Rightarrow N_a = 11884,47 \text{ KN.}$$

$$M_x = 24207,22 \text{ KN.m} ; \quad M_y = 22769,18 \text{ KN.m.}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S.) :** (G + Q) + (Pr + Qr)

$$N_s = 2679,4 + 7370,47 = 49129,82\text{KN.}$$

$$M_x = 3708,18 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y = 1232,83\text{KN.m}$$

VIII.3.4. Vérification des contraintes sous Radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le Radier).

σ_{moy} : Contraintes moyennes du sol en (bar) .

$\bar{\sigma}_{\text{adm}}$: Contraintes admissibles du sol en (bar).

- **Situation durable et transitoire :**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5\text{bars}$$

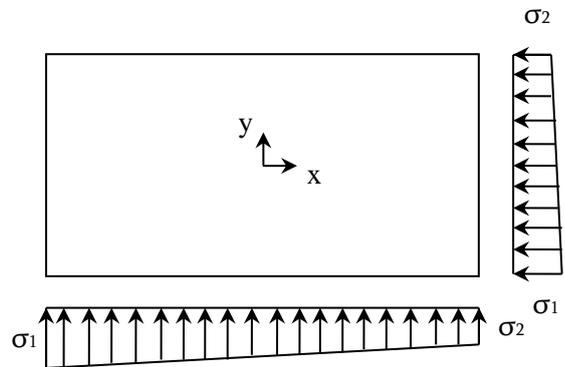


Fig.VIII.15: Schéma des contraintes du sol.

• **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{89438,31}{504,39} \pm \frac{5103}{14401,39} \times 13,625 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,80 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,72\text{bars} > 0 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- La contraintes moyenne :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,78\text{bars}$$

• **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{89438,31}{504,39} \pm \frac{1684,75}{31212,22} \times 9,255 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,78 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,77\text{bars} > 0 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- La contraintes moyenne :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,78\text{bars}$$

➤ **Etat limite service (E L S) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

• **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{49129,82}{504,39} \pm \frac{3708,18}{14401,39} \times 13,625 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,01 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,94 \text{ bars} > 0 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contraintes moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,99bars$$

• **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{49129,82}{504,39} \pm \frac{1232,83}{31212,22} \times 9,255 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,98bars < \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 bars \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,97bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,98bars$$

➤ **Situation accidentelle :**

La contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 2. [RPA99/version 2003 a.10.1.4].

La contrainte admissible du sol sera donc :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 5 bars$$

• **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{11884,47}{504,39} \pm \frac{24207,22}{14401,39} \times 13,625 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,46bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,45 bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,46bars$$

• **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{11884,47}{504,39} \pm \frac{22769,18}{31212,22} \times 9,255 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,44bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,43 bars > 0 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,44bars$$

VIII.3.5. Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec : **P** : Poids du bâtiment.

S : Surface d'assise du bâtiment.

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudié : $P = 53843,08 \text{ KN} = 5384,308 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 504,39 \times 1 \times 3,31 = 2496,249t$$

$$P = 2232,99t > 2504,29 t \rightarrow C.V$$

⇒ La structure est stable

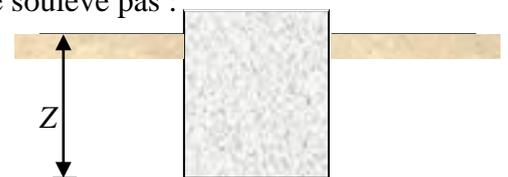


Fig.VIII.16 : Encrage de la structure

VIII.4. Ferrailage du Radier :

VIII.4.1. Ferrailage de la dalle :

Le calcul d'un Radier est identique à celui de la dalle pleine.

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \cdot 1m$$

Si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : ($M_{tx}=0,85 \cdot M_x$; $M_{ty}=0,85 \cdot M_y$)

Moment en appuis : ($M_{tx}=0,5 \cdot M_x$; $M_{ty}=0,5 \cdot M_y$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-dessous, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à « 0,40 ».

Le panneau le plus sollicité : $\begin{cases} L_x = 3,75m \\ L_y = 5,15m \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{5,15} = 0,73 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \rightarrow \mu_x = 0,0646^{\text{tableau}}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \rightarrow \mu_y = 0,4780^{\text{tableau}}$$

➤ **Etat limite ultime (E L U) :** 1 bar = 10^2 KN/m^2

$$q_u = \sigma_m \cdot 1m = 178 \text{ KN/ml}$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = \sigma_m \cdot 1m = 99 \text{ KN/ml}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$q_{acc} = \sigma_m \cdot 1m = 46 \text{ KN/ml}$$

Tableau VII.5 : Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y.

Sollicitation	L_x (m)	L_y (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN.M)	M_{0y} (KN.M)
E.L.U	3,75	5,15	0,73	0,0646	0,4780	161,70	77,29
E.L.S	3,75	5,15	0,73	0,0708	0,6188	98,56	60,99

Tableau. VIII.6: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M_a [KN.m]	80,85	49,28	38,65	30,49
M_t [KN.m]	137,45	83,77	65,69	51,84

➤ **Calcul des armatures :**

- **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable → a = 2cm [CBA 93/A.7.1]

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{30}{10} = 3cm$$

⇒ En prend : $\phi = 2cm$

Donc : $C_x = a + \frac{2}{2} = 3cm$

$$C_y = a + 2 + \frac{2}{2} = 5cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 27cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 25cm$$

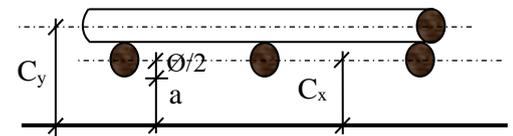
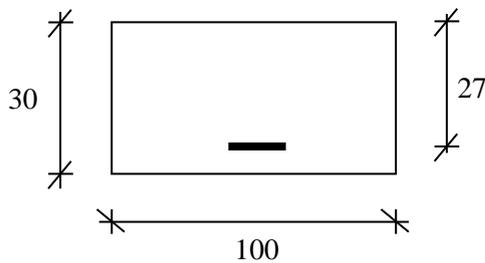


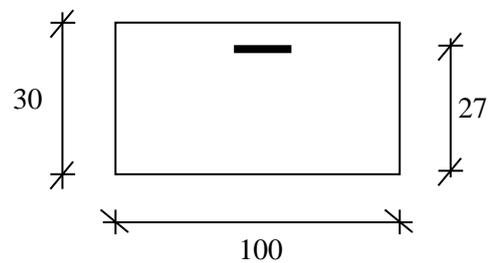
Fig.VIII.17: Enrobage

• **Sections de calcul :**

- **Sens xx :**

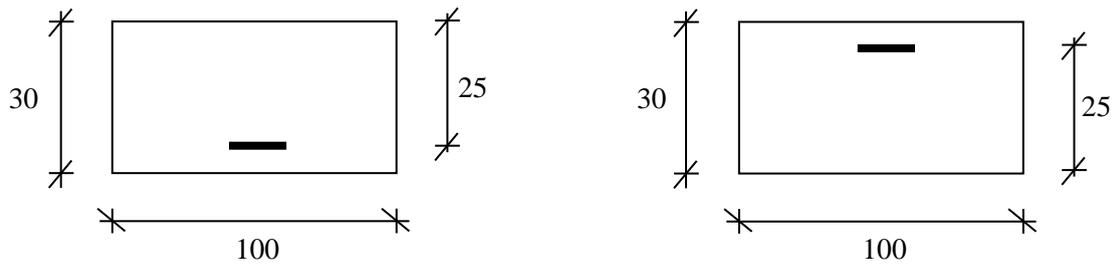


En appui



En travée

Fig.VIII.18 : Section de calcul dans les sens xx.

- **Sens yy :**

En appui En travée
Fig.VIII.19 : Section de calcul dans le sens yy.

a. **Sens X-X :**- **En travée :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{tx}^u = 137,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{137450}{14,2 \times 100 \times 27^2} = 0,133$$

$$\mu = 0,133 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,179$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,928$$

$$A = \frac{137450}{348 \times 0,928 \times 27} = 15,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(15,76 ; 3,26) \Rightarrow A = 15,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$8T16/\text{ml} \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_{tx}^s = 83,77 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 16,08/100 = 2,41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d_x = 2 \times 2,41 \times 27 = 130,14 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -2,41 + \sqrt{130,14 + 2,41^2} = 9,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9,25)^3}{3} + 15 \cdot 16,08 \cdot (27 - 9,25)^2 = 102374,85 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{83770}{102374,85} = 0,818$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,818 \times 9,25 = 7,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 0,818 \times (27 - 9,25) = 217,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 217,79 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{83770}{201,63 \times 100 \times (27)^2} = 0,00569$$

$$\mu_1 = 0,00569 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,882 \\ k_1 = 27,37 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{27,37} = 7,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{83770}{201,63 \times 0,882 \times 27} = 17,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$9\text{T16}/\text{ml} \longrightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ax}^u = 80,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{80850}{14,2 \times 100 \times (27)^2} = 0,078$$

$$\mu = 0,078 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,102$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,959$$

$$A_{ax}^u = \frac{80850}{348 \times 0,959 \times 27} = 8,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(8,97 ; 3,26) \Rightarrow A = 8,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T16}/\text{ml} \longrightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ax}^s = 49,28 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 10,05}{100} = 1,51 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 10,05 \cdot 27}{100} = 81,41 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,51 + \sqrt{(1,51)^2 + 81,41} = 7,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,64)^3}{3} + 15 \cdot 10,05 \cdot (27 - 7,64)^2 = 71367,34 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{49280}{71367,34} = 0,70$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,70 \cdot 7,64 = 5,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,70 \cdot (27 - 7,64) = 203,28 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

} \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé à l'ELS

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{49280}{201,63 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,00335$$

$$\mu_1 = 0,00335 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,906 \\ k_1 = 38,19 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{38,19} = 5,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{49280}{201,63 \cdot 0,906 \cdot 27} = 9,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\text{T16/ml} \longrightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- **Sens Y-Y :**

Le calcul dans le sens Y-Y est similaire à celui dans le sens X-X. Pour cela, nous avons regroupé tous les calculs effectués dans le tableau ci-dessous.

Tableau. VIII.7: Tableau de ferrailage de la dalle.

Sens	Travées			Appuis		
	A _{cal} [cm ²]		Barres choisies	A _{cal} [cm ²]		Barres choisies
	ELU	ELS		ELU	ELS	
X-X	15,76	17,45	T16 A=18,10cm ²	8,97	9,99	T16 A=10,05cm ²
Y-Y	7,13	13,96	T16 A=14,07cm ²	4,13	7,53	T16 A=8,04cm ²

VIII.4.2. Schéma de ferrailage d'ascenseur :

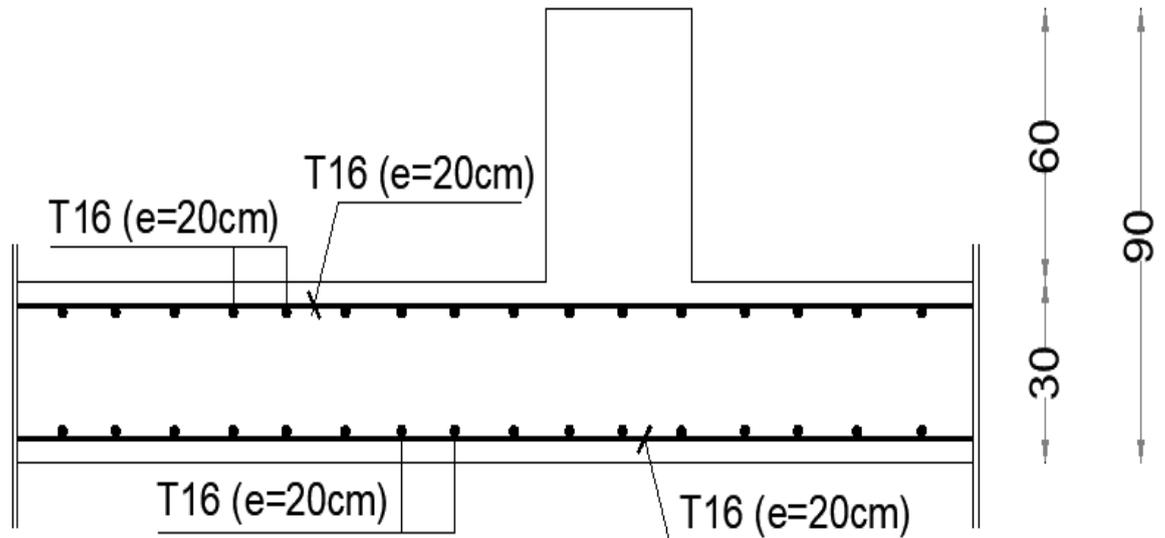


Fig. VII.20 : Dessin de ferrailage la dalle Radier

VIII.5. Ferrailage du débordement :

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30cm\right) = 45cm$$

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 178 \text{ KN/m}^2$$

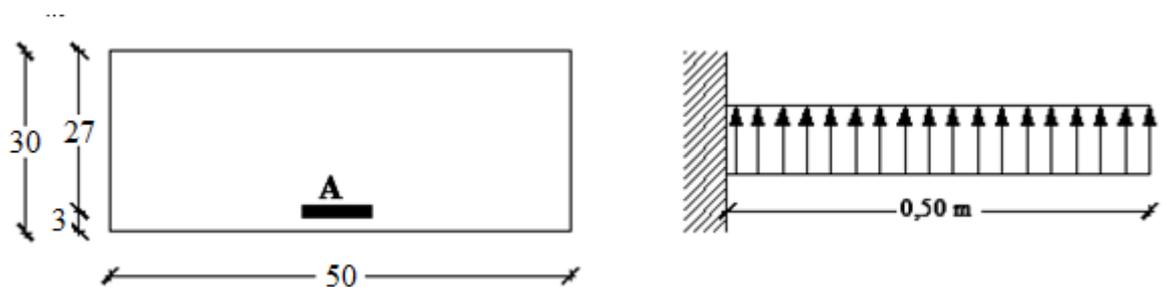


Fig.VIII.21 : Schéma statique et section de calcul du débordement.

- Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 178 \times 1 = 178 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -22,25 \text{ KN.m}$$

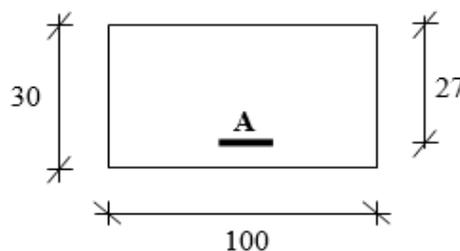


Fig.VIII.22 : section de calcul

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{22250}{14,2 \times 100 \times (27)^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,026 \quad \beta = 0,989$$

$$A = \frac{22250}{348 \times 0,989 \times 27} = 2,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(2,39; 3,26) \Rightarrow A = 3,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}12/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{A} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T}12 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{e} = 20\text{cm})$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\sigma_m = 99 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 99 \cdot 1 = 99 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \times \frac{l^2}{2} = -12,38 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} = 0,68 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \times A \times d}{b} = \frac{30 \times 4,52 \times 27}{100} = 36,61 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,68 + \sqrt{(0,68)^2 + 36,61} = 5,41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (5,41)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (27 - 5,41)^2 = 36881,49 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{12380}{36881,49} = 0,34$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,34 \times 5,41 = 1,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,34 \cdot (27 - 5,41) = 110,11 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ **Conclusion :** } \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

VIII.6. Ferrailage des poutres :

- **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur).

Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente) .

1. Poutres principales :

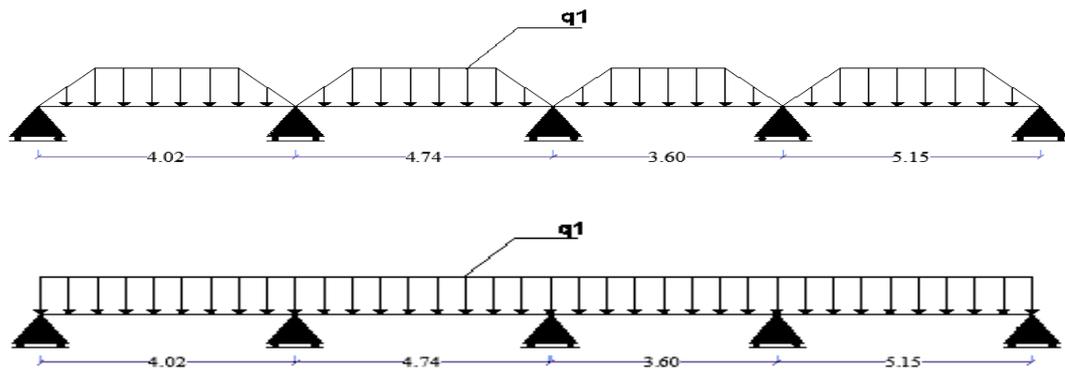


Fig. VIII.22 : Distribution des charges sur les poutres principales

2. Poutres secondaires :

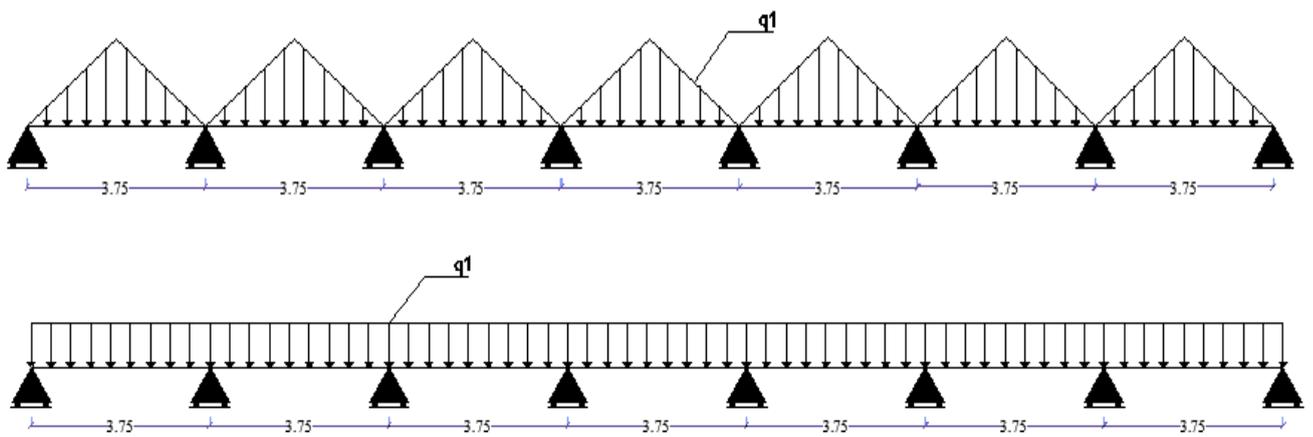


Fig. VIII.23 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.

- **Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :**

Avec :

\bar{q}_1 : charges provenant du Radier (Accidentelle).

q_1 : charge équivalente.

Pour une charge trapézoïdale : $q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_Y + (L_Y - L_X)}{2} \right] \times \frac{2}{L_Y}$

Pour une charge triangulaire : $q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_X}{2} \right] \times \frac{2}{L_X}$

Tableau VII.8 : Tableau de calcul des charges équivalentes.

État	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_Y + (L_Y - L_X)}{2} \right] \times \frac{2}{L_Y}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_X}{2} \right] \times \frac{2}{L_X}$
ELU [KN/ml]	178	226,39	178
ELS [KN/ml]	99	125,91	99
ACC [KN/ml]	46	58,50	46

- **Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant

Tableau VII.9 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.

Sollicitations	Poutre principale			Poutre secondaire		
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	T [KN]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	T [KN]
ELU	-505,5	538,1	687,1	-195	265,1	404,7
ELS	-281	299,4		-108,6	147,7	

➤ **Nervures secondaire E.L.U :**

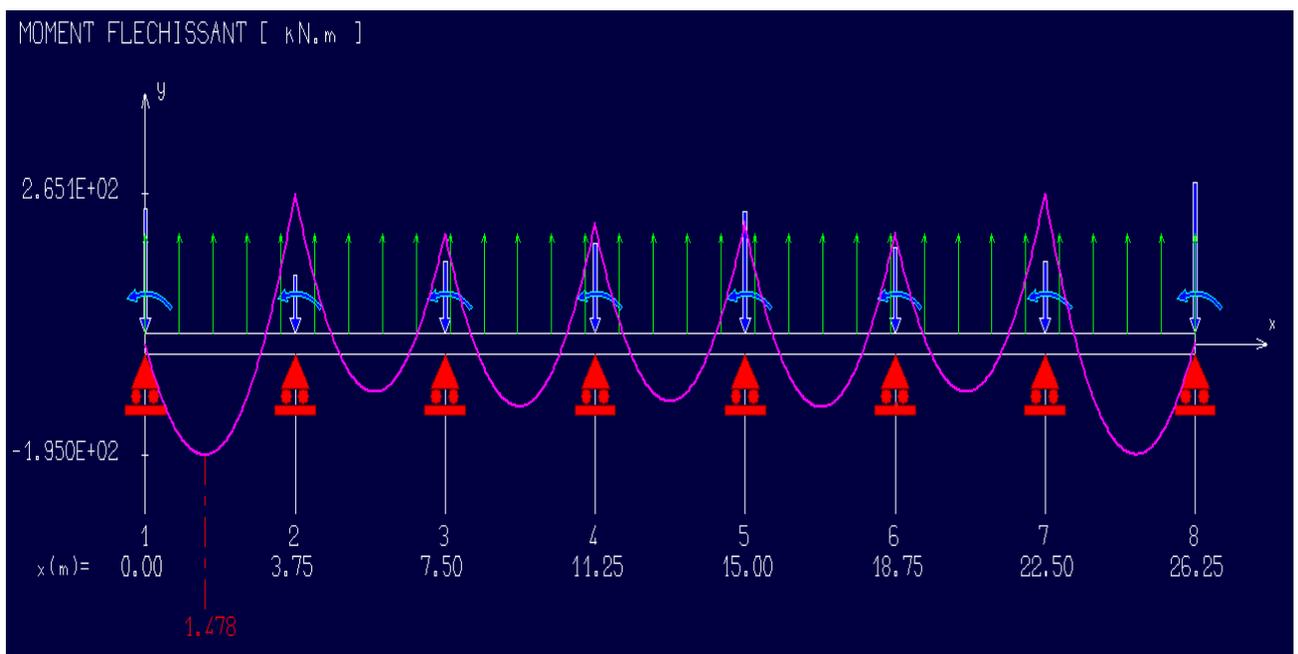


Fig. VIII.24 : Diagrammes des moments fléchissant des poutres secondaires à l'ELU

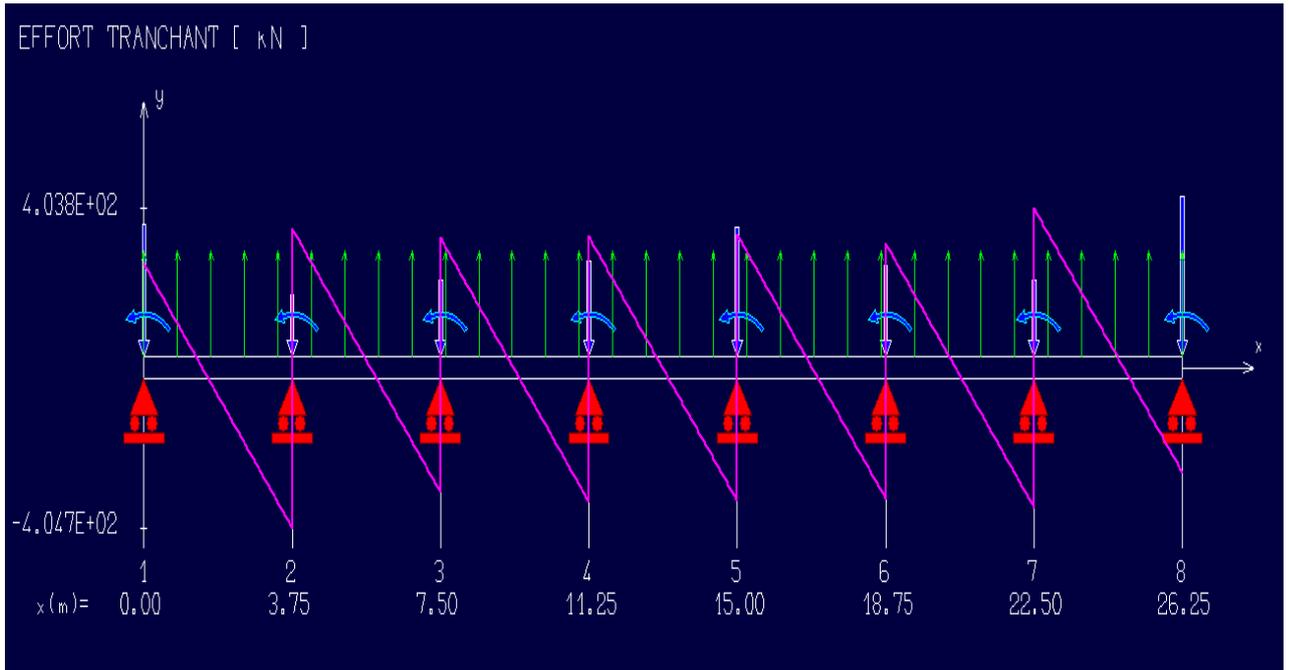


Fig. VIII.25 : Diagrammes des efforts tranchants des poutres secondaires à l'ELU.

➤ **Nervures principales E.L.U :**

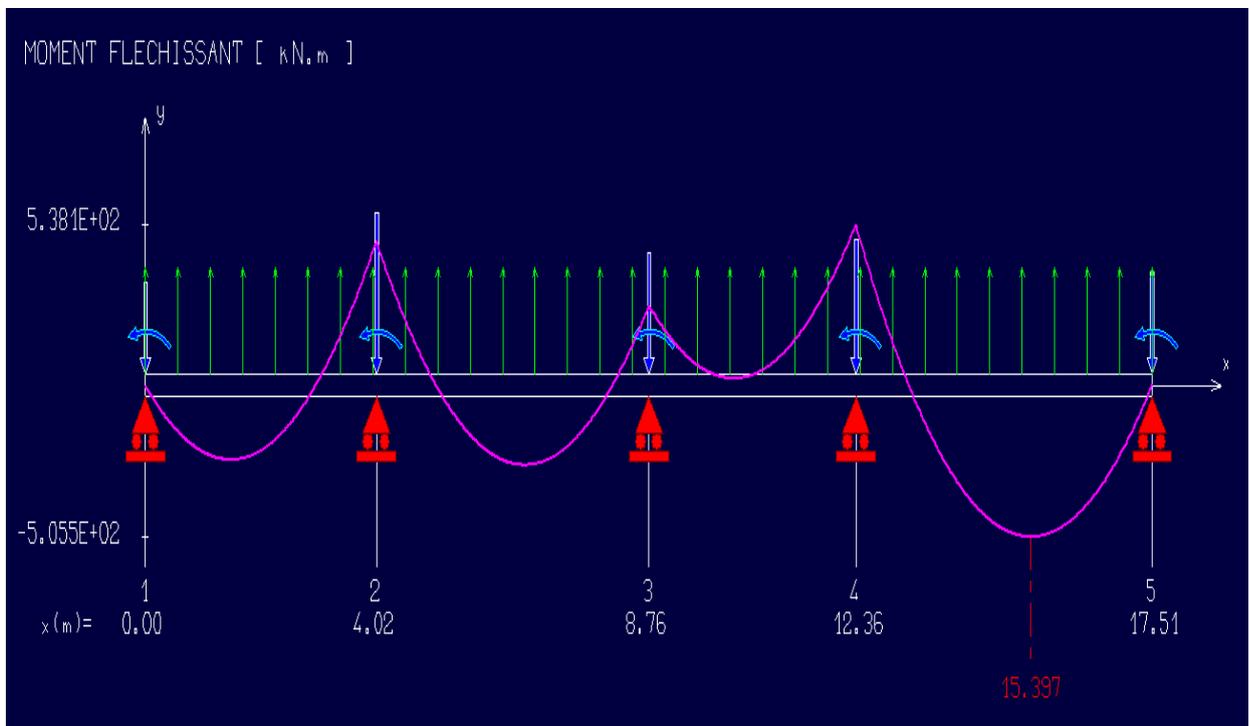


Fig. VIII.26 : Diagrammes des moments fléchissant des poutres principales à l'ELU.

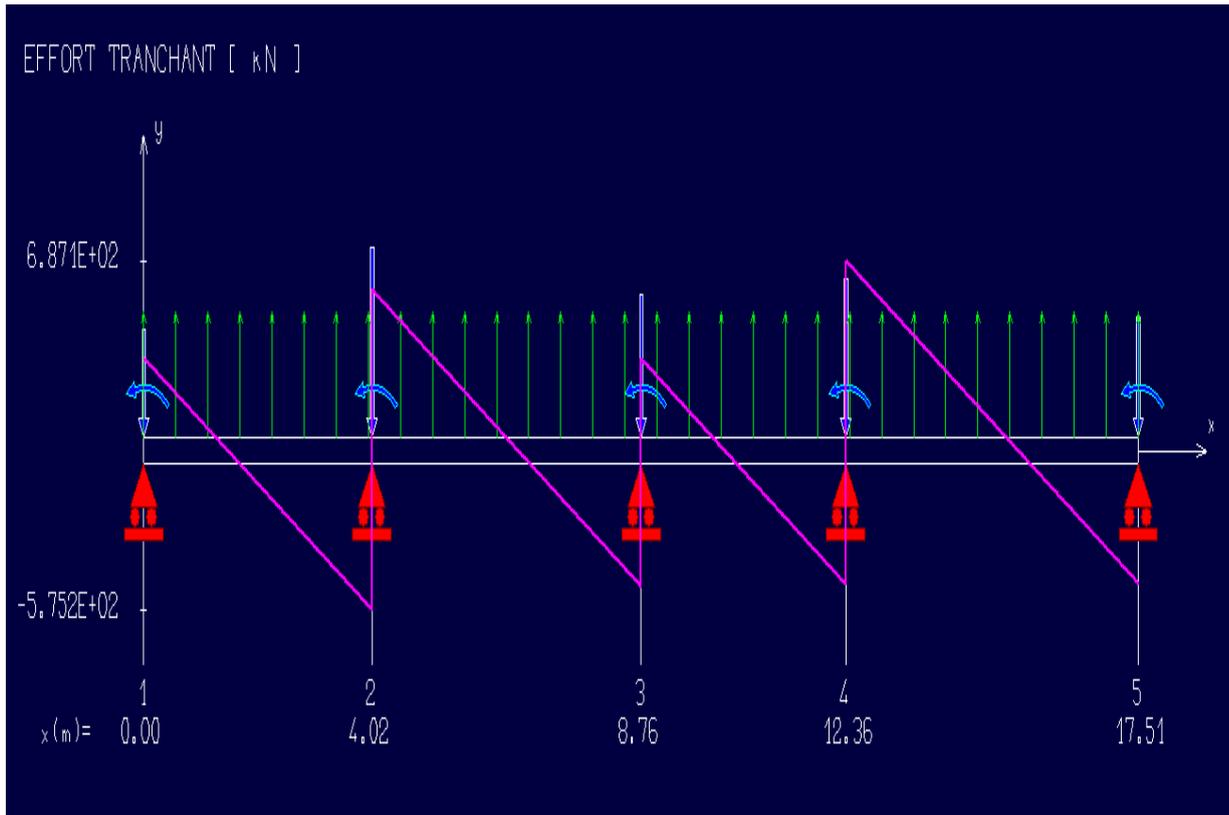


Fig. VIII.27 : Diagrammes des efforts tranchants des poutres principales à l'ELU.

VIII.6.1 Poutres principales :

a. Détermination des armatures longitudinales :

- En travée :

➤ Etat limite ultime : $M_{t^u} = -505,50 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 11,33 \cdot 140 \cdot 30 \cdot \left[81 - \frac{30}{2} \right] = 3140676 \text{ N.m}$$

$$M_{\max} = 505500 \text{ N.m} < M_T = 3140676 \text{ N.m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{505500}{11,33 \times 140 \times 81^2} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,975$$

$$A_t^u = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{505500}{348 \times 0,975 \times 81} = 18,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 81 \times \frac{1,8}{400} = 2,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(18,39 ; 2,93) = 18,39 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures :**

$$6T20 \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service : $M_t^s = -281 \text{ KN.m}$**

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{140 \cdot 30^2}{2} - 15 \cdot 18,85 \cdot (81 - 30) = 48579,75$$

$H = 48579,5 > 0 \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

- **Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 18,85}{140} = 2,02 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 81 \cdot 2,02 = 327,24 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,02 + \sqrt{(2,02)^2 + 327,24} = 16,18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{140 \cdot (16,18)^3}{3} + 15 \cdot 18,85 \cdot (81 - 16,18)^2 = 1385682,28 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{281000}{1385682,28} = 0,20$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,20 \cdot 16,18 = 3,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,20 \cdot (81 - 16,18) = 194,46 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 186,67 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 3,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 194,46 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 186,67 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 3,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 194,46 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 186,67 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

\Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS.

- **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot b \cdot d^2} = \frac{281000}{186,67 \cdot 140 \cdot 81^2} = 0,00162$$

$$\mu_1 = 0,00162 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ k_1 = 58,53 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{186,67}{58,53} = 3,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{281000}{186,67 \cdot 0,932 \cdot 81} = 19,94 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures :**

$$4T20+4T16 \rightarrow A = 20,61 \text{ cm}^2$$

- **En Appuis :**

➤ **Etat limite ultime :** $M_{au} = 538,1 \text{ KN.m}$

- **Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (boxh).

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{538100}{11,33 \times 35 \times 81^2} = 0,206$$

$$\mu = 0,206 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,293$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,882$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{538100}{348 \times 0,882 \times 81} = 21,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 81 \times \frac{1,8}{400} = 2,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Conclusion:**

$$A_{lx} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(21,64 ; 2,93) = 21,64 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures :**

$$7T20 \rightarrow A = 21,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :** $M_a^s = 299,4 \text{ KN.m}$

- **Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 21,99}{35} = 9,42 \text{ cm} \quad E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 81 \cdot 9,42 = 1526,04 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -9,42 + \sqrt{(9,42)^2 + 1526,04} = 30,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{30 \cdot (30,76)^3}{3} + 15 \cdot 21,99 \cdot (81 - 30,76)^2 = 1123604,62 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{299400}{1123604,62} = 0,27$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,27 \cdot 30,76 = 8,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,27 \cdot (81 - 30,76) = 203,47 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 186,67 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 8,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 203,47 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 186,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS.

- **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{299400}{186,67 \cdot 35 \cdot 81^2} = 0,00696$$

$$\mu_1 = 0,00696 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,872 \\ k_1 = 24,06 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{186,67}{24,06} = 7,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{299400}{186,67 \cdot 0,872 \cdot 81} = 22,71 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures :**

$$8T20 \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

b. Armatures transversales :

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1,211 :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{687100}{100 \times 140 \times 81} = 0,61 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 81 = 78,3 \text{ cm} \text{ et } b_0 = 35 \text{ cm}$$

$$T_u = 687100 \text{ N} < 0,267 \times 78,3 \times 35 \times 20 \times 100 = 1463427 \text{ N} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas d'influence de l'effort tranchant.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure :**

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(687100 - \frac{538100}{0,9 \times 0,81}\right) \times \frac{1,15}{400 \times 100} = -1,46 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 25,13 \text{ cm}^2 > 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures en appuis sont suffisantes.

- **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_L\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{90}{35}; \frac{35}{10}; 2\right)$$

$$\emptyset_t \leq 2 \text{ cm}$$

⇒ On prendra : $\varnothing_t = 10\text{mm}$. → de nuance d'Acier FeE400

On choisit : → 4T10 → $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4 \text{Mpa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

⇒ $\delta_t \leq \min(792,59 ; 40 ; 124,67) \text{ cm} \Rightarrow \delta_t \leq 40\text{cm}$

On prend : ⇒ $\delta_t = 20\text{cm}$

Selon le RPA99/Version 2003 :

Zone nodale :

$$s \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) = \left(\frac{90}{4}; 12 \times 1,6\right) = 19,2\text{cm}$$

⇒ $s = 19,2\text{cm}$

Zone courante :

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \text{ cm}$$

⇒ $s = 45\text{cm}$

$$A_t = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 19,2 \times 30 = 1,73\text{cm}^2$$

Conclusion :

On prendra : 4T10 ($A_t = 3,14\text{cm}^2$) espacées de : 25 cm pour la zone courante et 15 cm pour la zone nodale.

Tableau.VIII.10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

Type des poutres		A _{min} [cm ²] B.A.E.L.	A _{cal} [cm ²]		Barres choisis	A _t (cm)	δ _t (cm) zone courante	δ _t (cm) zone nodale
			ELU	ELS				
Poutres secondaires	Travées	2,93	18,39	19,39	4T20+4T16 A=20,61cm ²	T10	25	15
	Appuis	2,93	21,64	22,71	8T20 A=25,13cm ²			

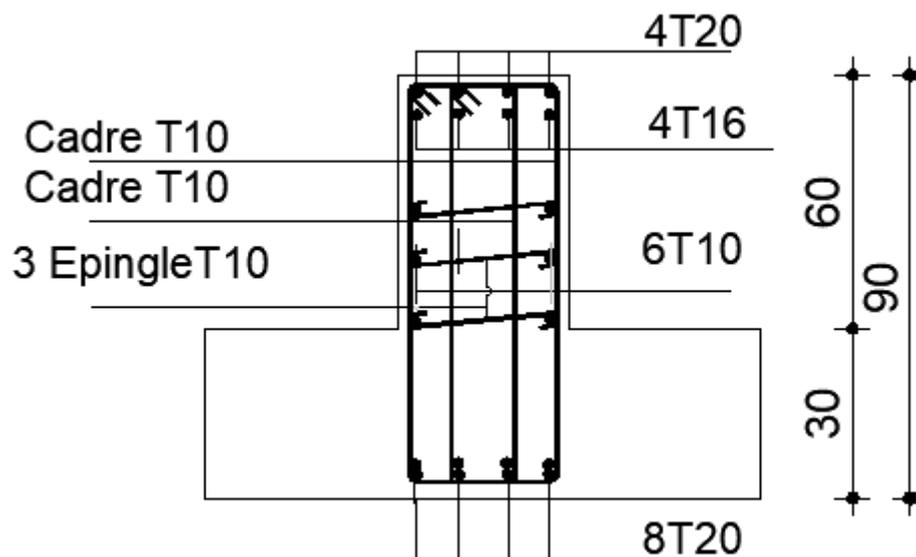
VIII.6.2. Poutre secondaire :

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales.

Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales.

Tableau.VIII.11 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

Type des poutres		A_{min} [cm ²] B.A.E.L.	A_{cal} [cm ²]		Barres choisis	A_r (cm)	δ_r (cm) zone courante	δ_r (cm) zone nodale
			ELU	ELS				
Poutres secondaires	Travées	2,93	6,93	7,56	4T16 A=8,04cm ²	T10	25	15
	Appuis	2,93	9,94	10,79	8T14 A=12,32cm ²			

VIII.6.3. Schéma de ferrailage :**- Poutres principales :****Figure VII.28** : Ferrailage de la poutre principales

- Poutres secondaires :

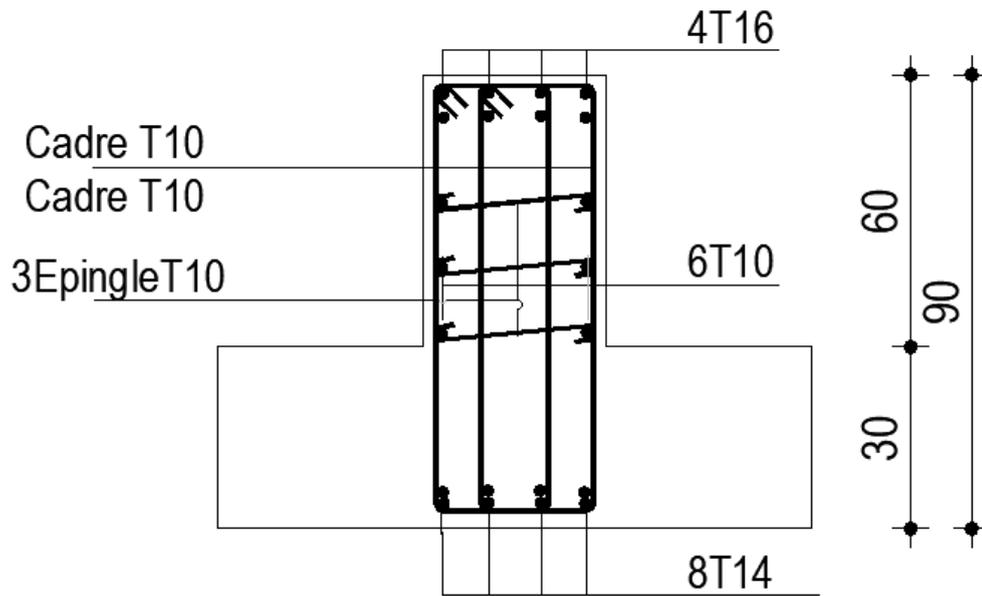


Figure VII.29 : Ferrailage de la poutre secondaires

Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour Analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'Analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de Contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience que l'utilisation de l'outil informatique pour l'Analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Annexe

Annexe1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe2
Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Références Bibliographiques

-  **BAEL91** (Règles de calcul de béton armé aux états limites) 1992, Collectif, Edition EYROLLES, Paris.
-  **DTR B.C .2.2** (Document technique règlementaire) 1988, MELLAK Hachemi, Edition du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.
-  **RPA99/version2003** (Règles parasismiques algériennes, D.T.R. BC 2-48), 2003, ATTARI, Edition du Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.
-  Cour Béton Armé et Dynamiques Des Structures Master I et II.
- Logiciels :**
-  **Word 2019**, Microsoft Office Professionnel.
-  **Excel 2019**, Microsoft Office Professionnel.
-  **ETABS** Autodesk.
-  **RDM6** (Calcul des structures par la méthode des éléments finis).
-  **AutoCAD 2018**, Autodesk.