

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane
MIRA-Béjaia

Faculté des Sciences et de la
Technologie

Département de Génie civil

Référence :...../ 2017



جامعة عبد الرحمان ميره- بجاية

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

المرجع:/2017

Mémoire de Master 2^{ème} année

Option : matériaux et structures

THEME:

**Etude d'un bâtiment à usage administratif (S.S + R+9)
contreventée par voiles porteurs**

Etudiants:

CHENIGUEL Faris

OUKACI Mohand Chérif

Encadreur:

Dr: OUDNI Nasreddine

PROMOTION: 2017

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكّلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق تحت الأرض، طابق أرضي وتسع طوابق إدارية الخدمات و الواقعة في جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم-11- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكّلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.
الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة المسلحة، CBA93, RPA99/version2003, BAEL91modifié99

RESUME

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'une structure (S.S+R+9) contreventée par voiles porteurs à usage administratif.

La structure est implantée à **JIJEL**, zone de moyenne sismicité (**zone IIa**). L'étude est conforme aux **Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003**.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), en appliquant le **BAEL91**.

Mots clés :

Bâtiments ,béton armé, RPA99/version2003,BAEL91 modifié 99,CBA93.

ABSTRACT

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (S.S+R+9) for multi-purpose (housing and trade in the ground floor RDC)

The structure is located in **JIJEL** which is characterized by an average seismic activity (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Tags :buildings, Reinforced concrete,RPA99 modified in 2003, CBA93.

Remerciements

Avant tout, nous remercions le Tout Puissant ALLAH, qui nous a donné la force d'accomplir ce travail.

Nous remercions beaucoup nos parents, nos familles pour leurs soutiens indéfectibles et pour avoir cru en nous.

*Aussi, nous tenons à remercier vivement notre promoteur **M. OUDNI Nasreddine**, professeur à l'université de Béjaia, qui nous a beaucoup aidés par sa disponibilité, ses orientations et ses conseils précieux dans le but de mener à bien ce travail.*

Nos remerciements s'adressent également à MM. KARA ALI Mourad, BOUKELIA Sofiane ingénieurs en génie civil pour leurs aides précieuses et accompagnements dans la réalisation de ce projet.

Nous tenons à remercier toute personne ayant participé de près ou de loin à l'élaboration du présent mémoire.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce modeste travail, d'apporter leurs réflexions, critiques et suggestions scientifiques qui nous aideront par la suite dans notre vie professionnelle.

Enfin, nous adressons aussi nos sincères remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et en particulier aux enseignants du département de Génie civil - Université de Béjaia.

CHENIGUEL Faris

OUKACI Mohand Chérif



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime et surtout ma mère et mon père qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère et mon père que Dieu me les garde).

Je le dédie également à mes grands parents paternels Boudjema et Zoubida et maternels Mokhtar et Baya (que Dieu les accueille en Son Vaste Paradis).

Je le dédie également à mes frères Chawki et Lokmane, et à toute ma famille ainsi qu'à tous mes amis,

A mes tantes Akila, Messaouda, Fadila, Saida, Alima, Sajia, Samira et Malika et à mes oncles Hamid Moad et Samir ;

A mes oncles Mahfoud , Smail, Mohamed et Tahar ;

Sans oublier de dédier ce présent travail à tous les enseignants qui m'ont accompagné durant mes études, ainsi qu'à tous mes collègues de la promotion 2017.

En un mot à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.



CHÉNIGUEL FARIS



Futur siège de la wilaya de Jijel



Image satellitaire du projet

SOMMAIRE

<i>Introduction générale</i>	<i>1</i>
------------------------------------	----------

Chapitre I : présentation du projet

I.1 Présentation du projet	3
I.1.1 Introduction	3
I.1.2 Présentation de l'ouvrage	3
I.1.3 Caractéristiques géométriques de la structure	3
I.1.4 Données du site	4
I.1.5 Ossature de l'ouvrage	4
I.1.6 Planchers	4
I.1.7 Les façades	4
I.1.8 Revêtement	4
I.1.9 Cage d'ascenseur	5
I.1.10 Escaliers	5
I.1.11 Acrotère	5
I.2 Caractéristiques des matériaux	5
I.2.1 Introduction	5
I.2.2 Le béton	5
I.2.3 Composants de béton	5
I.2.4 Caractéristiques mécaniques du béton	5
I.2.4.2 Résistance à la traction	6
I.2.4.3 Modules de déformation longitudinale	6
I.2.4.4 Coefficient de poisson ν	7
I.2.5 L'acier	7
I.3 Règlements et normes utilisés	8

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1 Introduction	9
II.2 Pré-dimensionnement	9
II.3 Plancher à dalles pleines	9
II.4 Balcon	10
II.5 Voiles	11
II.6 Poutres	12
II.6.1 Poutres longitudinales	13
II.6.2 Poutres transversales	14
II.7 Escaliers	16
II.7.1 Escalier à 3 volées	16
II.7.2 Escalier à paillasse adjacente	18
II.8 Poteaux	19

II.8.1 Evaluation des charges et surcharge	20
II.8.2 Descente des charges.....	23
II.8.2.1 Poteau d'angle d'axe (XC1, YC1)	24
II.8.2.2 Dimensionnement de la section du poteau d'angle	27
II.8.2.3 Poteau de rive d'axe (XC1, YC3)	30
II.8.2.4 Dimensionnement de la section du poteau de rive.....	33
II.8.2.5 Poteau central d'axe (F2, G3)	36
II.8.2.6 Dimensionnement de la section du poteau central.....	39

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1 Introduction	42
III.2 Acrotère.....	42
III.2.1 Introduction	42
III.2.2 Dimensionnement	42
III.2.3 Principe de calcul.....	43
III.2.3.1 Evaluation des charges	43
III.2.3.2 Détermination de l'effort du au séisme	43
III.2.4 Calcul des sollicitations.....	43
III.2.5 Ferrailage.....	43
III.2.5.1 Etat limite ultime	43
III.2.5.1 Etat limite service	45
III.2.6 Schéma de ferrailage.....	46
III.3 Escaliers	47
III.3.1 Définition	47
III.3.2 Calcul des escaliers.....	47
III.3.2.1 Escalier type 1.....	47
III.3.2.2 Escalier type 2.....	50
III.3.2.3 Escalier type 3.....	54
III.3.2.4 Escalier type 4.....	58
III.3.3 Etude de la poutre palière de l'escalier type 4.....	62
III.3.3.1 Pré-dimensionnement.....	63
III.3.3.2 Calcul des armatures longitudinales (flexion simple).....	63
III.3.3.3 Calcul des armatures longitudinales (torsion)	64
III.3.3.4 Calcul des armatures transversales (torsion)	65
III.4 Balcon	67
III.4.1 Introduction	67
III.4.2 Etude des balcons encastrés à deux cotés	67
III.4.2.1 Evaluation des charges	67
III.4.2.2 Sollicitation de calcul	67
III.4.2.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton.....	68
III.4.2.5 Vérification l'ELS.....	69
III.5 Les planchers à dalle pleine	69

III.5.2 Principe de la méthode	70
III.5.3 Plancher terrasse	70
III.5.3.1 calcul des moments	70
III.5.3.2 calcul de ferrailage à l'ELU	71
III.5.3.3 Vérification de l'effort tranchant	72
III.5.3.4 Vérification de l'effort tranchant	72
III.5.3.5 Vérification à l'ELS	72
III.5.3.6 les sections d'armatures à l'ELS.....	73
III.5.4 Plancher étage.....	74
III.5.4.1 Calcul des moments	74
III.5.4.2 Calcul de ferrailage à l'ELU.....	74
III.5.4.3 Calcul de ferrailage à l'ELU.....	75
III.5.4.4 Vérification à l'effort tranchant	75
III.5.4.5 Vérification à l'ELS	76
III.5.5. Schémas de ferrailage	77

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1 Objectifs de l'étude sismique	79
IV.2 Choix de la méthode de calcul	79
IV.2.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente	79
IV.2.2 Condition d'application de la méthode d'analyse spectrale.....	79
IV.2.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA	79
IV.3 Méthode modal spectrale	79
IV.3.1 Principe	79
IV.3.2 Modélisation de la structure	79
IV.3.3 Description du logiciel ETABS	80
IV.3.4 Modélisation de la masse	80
IV.3.5 Nombre de mode à considérer.....	80
IV.4 Disposition des voiles	80
IV.4.1 La variation proposée.....	80
IV.5. Caractéristiques de la structure	81
IV.5.1 Estimation de la période fondamentale.....	81
IV.5.2 Poids total de la structure	81
IV.5.3 Le centre de gravité des masses	82
IV.5.4 Le centre de torsion	82
IV.5.5 Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle	82
IV.6 Résultat du calcul modal.....	83
IV.6.1 Les modes propres.....	83
IV.7 Vérifications réglementaires	85
IV.7.1 Période fondamentale théorique	85
IV.7.2 Sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles.....	85
IV.7.3 Sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les voiles.....	85
IV.7.4 Coefficient de comportement global de la structure R	86

IV.7.5 Le facteur de qualité de la structure Q	86
IV.7.6 Coefficient d'accélération de Zone A	86
IV.7.7 Facteur de correction d'amortissement	86
IV.7.8 Spectre de réponse de calcul	86
IV.7.9 Calcul de la résultante des forces sismiques « V ».....	87
IV.7.10 Distribution des efforts sismique et tranchants	87
IV.7.11 Vérification de la stabilité au renversement.....	88
IV.7.12 Les déplacements latéraux Inter-étage.....	88
IV.7.13 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	89

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction	90
V.2. Ferrailage des poteaux	90
V.2.1 Sollicitations de calcul	91
V.2.2. Calcul du ferrailage.....	91
V.2.2.1 Ferrailage longitudinale.....	91
V.2.2.2 Ferrailage transversale	93
V.2.3 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.....	93
V.2.4 Vérification des contraintes à l'ELS	94
V.3 Ferrailage des poutres	95
V.3.1 Calcul du ferrailage de la poutre 35x85	96
V.3.2 Calcul de ferrailage de la poutre 35x65	97
V.3.3 Calcul de ferrailage de la poutre 35x55	99
V.3.4 Calcul de ferrailage de la poutre 35x45	100
V.4. Les voiles.....	102
V.4.1 Introduction	102
V.4.2 Calcul du ferrailage vertical	103
V.4.3 Etude des sections.....	103
V.4.3.1 Section partiellement comprimée SPC.....	103
V.4.3.2 Section entièrement comprimée SEC.....	103
V.4.3.3 Section entièrement tendue. SET.....	104
V.5 Ferrailage des voiles	104
V.5.1 Calcul de ferrailage vertical	104
V.5.1.1 Voile VY1 (e=35 cm).....	104
V.5.2 Schéma de ferrailage	115
V.6.Calcul d'un voile avec ouverture.....	116
V.6.1.Introduction	116
V.6.2.Exemple de calcul (Linteau 1).....	116
VI.6.3.Schéma de ferrailage.....	118

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	119
-------------------------	-----

VI.2 Choix du type de fondations	119
VI.2.1 Semelles isolées.....	119
VI.2.2 Semelles filantes.....	119
VI.3 Radier général	119
VI.3.1 Pré dimensionnement du radier	120
VI.3.2 Caractéristiques géométriques du radier	121
VI.3.3 Vérification de la stabilité du radier	122
VI.3.3.1 Vérification de la stabilité au renversement	122
VI.3.3.2 Vérification de la contrainte du sol.....	122
VI.3.3.3 Vérification de la poussée hydrostatique	123
VI.4 Ferrailage du radier.....	123
VI.4.1 Calcul des sollicitations	123
VI.4.2. Calcul des sections d'armatures	123
VI.4.3 Vérification de l'effort tranchant.....	124
VI.4.4 Vérification à l'ELS.....	125
VI.5 Etude de débord du radier	125
VI.6. Ferrailage de la nervure	127
VI.6.1 ferrailage longitudinal.....	127
VI.7 Etude du voile périphérique	128
VI.7.1 Introduction	128
VI.7.2 Pré dimensionnement.....	128
VI.7.3 Caractéristiques du voile.....	128
VI.7.4 Caractéristiques du sol.....	128
VI.7.5 Sollicitations de calcul	129
VI.7.6 Calcul du ferrailage (ELU)	129
Conclusion générale	132

Liste des tableaux

Tab.I.1	Caractéristiques du béton	7
Tab.I.2	Les types d'aciers utilisés et leurs nuances	7
Tab.II.1	Résistance au feu d'une dalle en béton	9
Tab.II.2	Charges dues au plancher terrasse (dalle pleine)	20
Tab.II.3	Charges due au plancher étage (dalle pleine)	20
Tab.II.4	Charges dues au balcon terrasse	21
Tab.II.5	Charges dues au balcon étage	21
Tab.II.6	Charge due aux murs extérieurs	21
Tab.II.7	Charges dues aux cloisons	22
Tab.II.8	Charges dues aux cloisons intérieures à doubles parois	22
Tab.II.9	Charges dues aux paliers	22
Tab.II.10	Charges permanentes dues à la paillasse	22
Tab.II.11	Descente des charges pour poteau d'angle	25
Tab.II.12	Résultats du pré dimensionnement du poteau d'Angle	29
Tab.II.13	Descente des charges pour poteau de rive	31
Tab.II.14	Résultats du pré dimensionnement de poteau de Rive	36
Tab.II.15	Descente des charges pour poteau central	37
Tab.II.16	Résultats du pré dimensionnement du poteau central	41
Tab.III.1	Résultats du calcul de F_p	43
Tab.III.2	Résultats du calcul des moments de la console T1	48
Tab.III.3	Résultats du calcul de ferrailage de la console T1	48
Tab.III.4	Contrainte du béton de la console T1	49
Tab.III.5	Résultats du calcul des moments de la console T2	50
Tab.III.6	Résultats du calcul de ferrailage de la console T2	51
Tab.III.7	Contrainte du béton de la console T2	52
Tab.III.8	Résultats du calcul des moments de la console T3	55
Tab.III.9	Résultats du calcul de ferrailage de la console T3	55
Tab.III.10	Contrainte du béton de la console T3	56
Tab.III.11	Différents coefficients pour le calcul du ferrailage de l'escalier T4	59
Tab.III.12	Résultats de calcul du ferrailage de l'escalier T4	59
Tab.III.13	Contrainte du béton de la console T4	60
Tab.III.14	Les valeurs nécessaire pour le calcul de la flèche de l'escalier T4	61
Tab.III.15	Résultats du calcul de ferrailage de la poutre palière	63
Tab.III.16	Contrainte du béton de la console T4	64
Tab.III.17	Les résultats des efforts à l'ELU	67
Tab.III.18	Les résultats des efforts à l'ELS	68
Tab.III.19	Résultats de calcul du ferrailage du balcon	68
Tab.III.20	Sollicitations des panneaux de dalle à l'ELU	70

Tab.III.21 Sollicitations des panneaux de la dalle à l'ELS.....	71
Tab.III.22 Ferrailage de panneau (D1) à l'ELU.....	71
Tab.III.23 Ferrailage de panneau (D2) à l'ELU.....	71
Tab.III.24 Vérification des contraintes à l'ELS	72
Tab.III.25 Ferrailage de panneau (D1) à l'ELS	73
Tab.III.26 Vérification des contraintes à l'ELS(D2).....	73
Tab.III.27 Sollicitations des panneaux à l'ELU	74
Tab.III.28 Sollicitations des panneaux à l'ELS	74
Tab.III.29 Ferrailage de panneau à l'ELU (D1).....	74
Tab.III.30 Ferrailage de panneau (D2) à l'ELU.....	75
Tab.III.31 Vérification des contraintes à l'ELS (D1).....	76
Tab.III.32 Vérification des contraintes à l'ELS(D2).....	76
Tab.IV.1 Poids des niveaux	82
Tab.IV.2 Représentation des centres des masses et des torsions de chaque étage.....	82
Tab.IV.3 Périodes et participation massique	83
Tab.IV.4 Les charges verticales reprises par les voiles.....	85
Tab.IV.5 Les charges horizontales reprises par les voiles	86
Tab.IV.6 La distribution de l'effort sismique et de l'effort tranchant par niveau	87
Tab.IV.7 La stabilité au renversement.....	88
Tab.IV.8 Les déplacements inter-étages.....	88
Tab.IV.9 Conditions des effets P- Δ suivant X.....	89
Tab.IV.10 Conditions des effets P- Δ suivant Y	89
Tab.V.1 Sollicitations internes des poteaux rectangulaires	91
Tab.V.2 Sollicitations internes des poteaux carrés	91
Tab.V.3 Armatures longitudinales des poteaux rectangulaires.....	92
Tab.V.4 Armatures longitudinales des poteaux carrés.....	92
Tab.V.5 Armatures transversales pour les poteaux rectangulaires	93
Tab.V.6 Armatures transversales pour les poteaux carrés.....	93
Tab.V.7 Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux rectangulaires.....	94
Tab.V.8 Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux carrés	94
Tab.V.9 Contraintes dans le béton des poteaux rectangulaires.....	94
Tab.V.10 Contraintes dans le béton des poteaux carrés.....	95
Tab.V.11 Longueurs de recouvrement	95
Tab.V.12 Calcul de la section d'aciers de la poutre 35x85	96
Tab.V.13 Choix des armatures longitudinales de la poutre 35x85	96
Tab.V.14 Contrainte dans le béton (poutre 35x85).....	97
Tab.V.15 Calcul de la section d'aciers de la poutre 35x65	98
Tab.V.16 Choix des armatures longitudinales de la poutre 35x65	98
Tab.V.17 Contrainte dans le béton (poutre 35x65).....	98
Tab.V.18 Calcul de la section d'aciers de la poutre 35x55	99
Tab.V.19 Choix des armatures longitudinales de la poutre 35x55	99

Tab.V.20	Contrainte dans le béton (poutre 35x55)	99
Tab.V.21	Calcul de la section d'aciers de la poutre 35x45	100
Tab.V.22	Choix des armatures longitudinales de la poutre 35x45	100
Tab.V.23	Contrainte dans le béton (poutre 35x45)	101
Tab.V.24	Résultats de ferrailage longitudinal des voiles	105
Tab.V.25	Ferrailage horizontal et vérification de la contrainte de cisaillement	113
Tab.V.26	Résultats de ferrailage des Linteaux	117
Tab.VI.1	Stabilité du radier	122
Tab.VI.2	Calcul des contraintes	123
Tab.VI.3	Moments à l'ELU	123
Tab.VI.4	Ferrailage du radier à l'ELU	124
Tab.VI.5	Contrainte de compression dans le béton du radier	125
Tab.VI.6	Différents coefficients pour le calcul du ferrailage du débord.....	126
Tab.VI.7	Résultats de calcul du ferrailage du débord	126
Tab.VI.8	Ferrailage de nervure à L'ELU et à l'ELS	127
Tab.VI.9	Ferrailage du voile périphérique	130

Liste des figures

Fig.I.1	Projet en cours de réalisation	3
Fig.I.2	Diagramme Contrainte-Déformations	8
Fig.II.1.	Schéma statique du plancher	10
Fig.II.2.	Dimensions du Balcon	11
Fig.II.3.	Coupe de voile en élévation	11
Fig.II.4.	Section d'une poutre	12
Fig.II.5	Représentation des poutres par sections.....	13
Fig.II.6.	Dimensions des poutres transversales et longitudinales	15
Fig.II.7.	Dimensions à respecter par les poutres	16
Fig.II.8.	Terminologie d'un escalier	16
Fig.II.9.	Escalier à 3 volées.....	17
Fig.II.10.	Escalier a paillasse adjacente.....	18
Fig.II.11	Représentation des poteaux	23
Fig.II.12	Dimensions de la section revenant au poteau d'angle	24
Fig.II.13	.Dimensions de la section revenant au poteau de rive	30
Fig.II.14	Dimensions de la section revenant au poteau central	36
Fig.III.1	Schéma descriptif acrotère	42
Fig.III.2	Coupe transversale acrotère	42
Fig.III.3	Schéma statique acrotère.....	42
Fig.III.4	Schéma de ferrailage acrotère	46
Fig.III.5	Vue en 3D de l'escalier à paillasse adjacente	47
Fig.III.6	Vue en plan de l'escalier type 1	47
Fig.III.7	Schéma statique de la console T1	48
Fig.III.8	Schéma de ferrailage de l'escalier T1	50
Fig.III.9	schéma statique de la console T2	51
Fig.III.10	Vue en plan de l'escalier type 2	51
Fig.III.11	Schéma de ferrailage de la paillasse T2.....	53
Fig.III.12	Schéma de ferrailage du palier T2	54
Fig.III.13	schéma statique de l'escalier T3	54
Fig.III.14	Vue en plan de l'escalier type 3	54
Fig.III.15	Schéma de ferrailage de la paillasse T3	57
Fig.III.16	Schéma de ferrailage du palier T3	57
Fig.III.17	Vue en plan de l'escalier type 4	58
Fig.III.18	Schéma statique de l'escalier T4	58
Fig.III.19	La poutre palière	62
Fig.III.20	Section d'une poutre	63
Fig.III.21	Section creuse de la poutre palière	64

Fig.III.22 Schéma de ferrailage de l'escalier T4.....	66
Fig.III.23 Schéma du balcon encastré sur ses deux cotés.....	67
Fig.III.24 Schéma de ferrailage du balcon en appuis et en travée	69
Fig.III.25 Ferrailage de plancher-terrasse.....	77
Fig.III.26 Ferrailage de plancher-terrasse.....	78
Fig.III.27 Ferrailage de plancher d'étage	78
Fig.IV.1 La disposition proposée des voiles.....	81
Fig.IV.2 Translation suivant X (Mode 1). $T = 1.052 \text{ s}$ ($f = 0.95 \text{ s}^{-1}$).....	84
Fig.IV.3 Translation suivant Y (Mode 2). $T = 1.023 \text{ s}$ ($f = 0.977 \text{ s}^{-1}$).....	84
Fig.IV.4 Rotation autour de Z (Mode 3). $T = 0.902 \text{ s}$ ($f = 1.108 \text{ s}^{-1}$).....	85
Fig.V.1 Schéma de ferrailage du poteau 60x80	95
Fig.V.2 Schéma de ferrailage de la poutre 35x65	101
Fig.V.3 Disposition des voiles	104
Fig.V.4 Schéma de ferrailage du voile VY2 ($e=35 \text{ cm}$).....	116
Fig.V.5 Schéma de ferrailage du linteau 1	118
Fig.VI.1 Schéma Statique d'un radier	120
Fig.VI.2 Centre de gravité du radier.....	122
Fig.VI.3 Schéma de ferrailage du radier.....	125
Fig.VI.4 Présentation schématique du débord	126
Fig.VI.5 Schéma de ferrailage du débordement (1 ml)	127
Fig.VI.6 Schéma de ferrailage de la nervure	128
Fig.VI.7 Poussée de terre sur voile périphérique	129
Fig.VI.8 Schéma de ferrailage du voile périphérique	131

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- $q_{\text{réf}}$: Pression dynamique de référence.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e_c : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.
L_f : Longueur de flambement.
I_p : Indice de plasticité.
I_c : Indice de consistance.
W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
S_r : Degré de saturation.
γ_d : Poids volumique sèche.
γ_h : Poids volumique humide.
γ_{sat} : Poids volumique saturé.
W_{sat} : Teneur en eau saturé.
W_L : Limite de liquidité.
W_p : Limite de plasticité.
d : Hauteur utile.
F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
M_u : Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
M_t : Moment en travée.
M_a : Moment sur appuis.
M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I : Moment d'inertie.
f_i : Flèche due aux charges instantanées.
f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M : Moment, Masse.
E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
E_{vj} : Module d'élasticité différé.
E_s : Module d'élasticité de l'acier..
f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
K : Coefficient de raideur de sol.
Y : Position de l'axe neutre.
I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

VII- CONCLUSION

Le projet, est implanté sur un terrain pratiquement plat. Le site est stable et ne pose aucun problème liée à la topographie.

La formation géologique étant constituée par formation meuble d'argile sableuse ayant une épaisseur variable, reposant sur un substratum rigide de grès sur une grande épaisseur, l'ensemble recouvert par une épaisse ce couche de remblai, dont l'épaisseur de ce dernier allant jusqu'au 5m.

Les essais pénétrométriques ont révélé un terrain ayant une résistance variables. des refus ont été observé à des cotes oscillent entre 1 et 5.4 m.

Les sols analysés sont constitués par deux formations différentes, l'une représenté par des argiles sableuses, les caractéristiques physiques indiquent que le sol testé est de texture fine. Leur densité sèche caractérise un sol semi dense. Leur degré d'humidité naturel est loin de la saturation, mais qualifié de moyennement humide. La nature des fines est argileuse, il est peu sensible à l'eau.

Du point de vue mécanique, les argiles sableuses sont douées de cohésion et d'angle de frottement moyennes. Quant à leur compressibilité, elle est jugée moyenne, les valeurs ont montré que cette formation est surconsolidée, moyennement compressible, et non gonflante.

A propos de son mode d'extraction, il suffit une moyenne de terrassements ordinaires. Cette formation est de la classe " C ".

Par contre la formation de substratum, qui constitué par le grès sur une grande épaisseur, est qualifiée d'un sol dense à très dense, très consistants et non compressible.

Le grès est de la classe " E ", nécessitant des moyens d'extraction plus puissante.

Les analyses chimiques n'ont révélé aucune présence de sulfates, d'où absence d'agressivité, un ciment, normal peut servir pour le béton de fondation.

Sur la base de toutes ces données on préconise de tenir les recommandations suivantes:

sol support	Formation de sol support	Contrainte (bras)	semelle	Ancrage (m)	Tassements (cm)	
Homogène	Argile sableuse	1.5	Isolé	Après l'aménagement et décaissement du remblai	1.5	1.81
Hétérogène	Argile sableuse et le grès	1.5	Isolé		1.5	1.81
Homogène	grès	3	Isolé		1.3	négligeable

Nous demeurons à l'entière disponibilité de notre client pour d'éventuels conseils ou recommandations.

Etabli par l'ingénieur

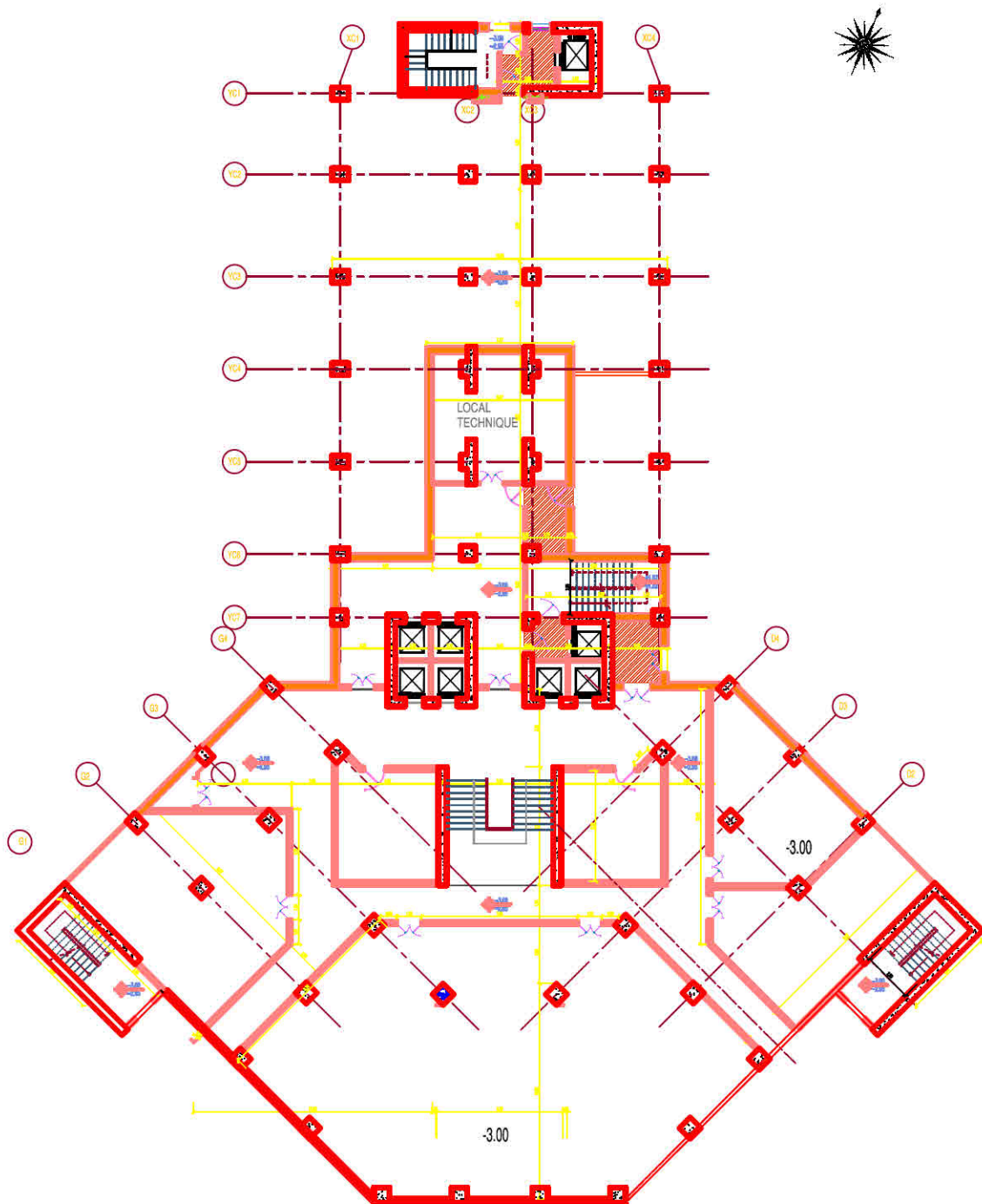
A. Marmoul



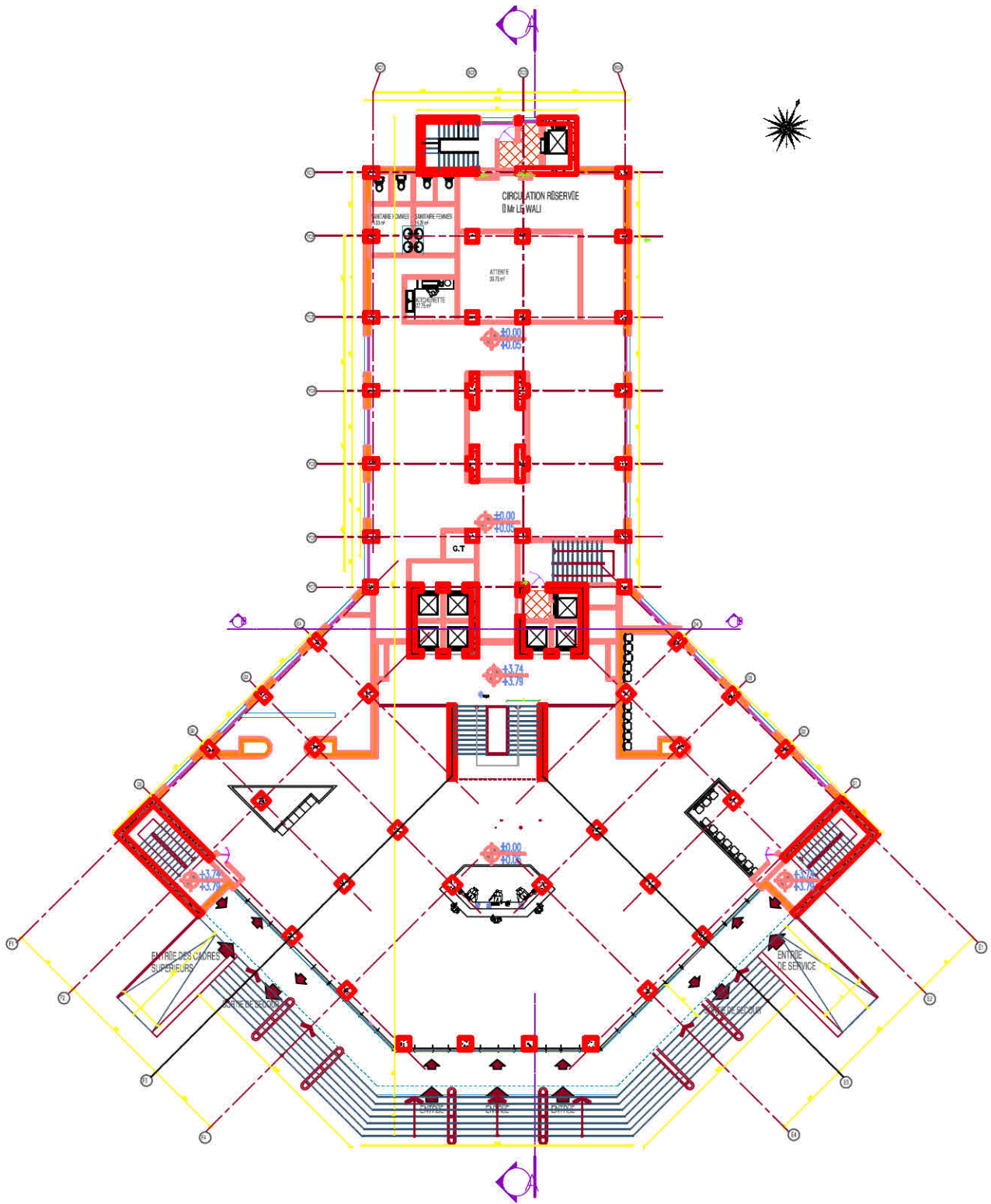
le Directeur Technique

N Osmane

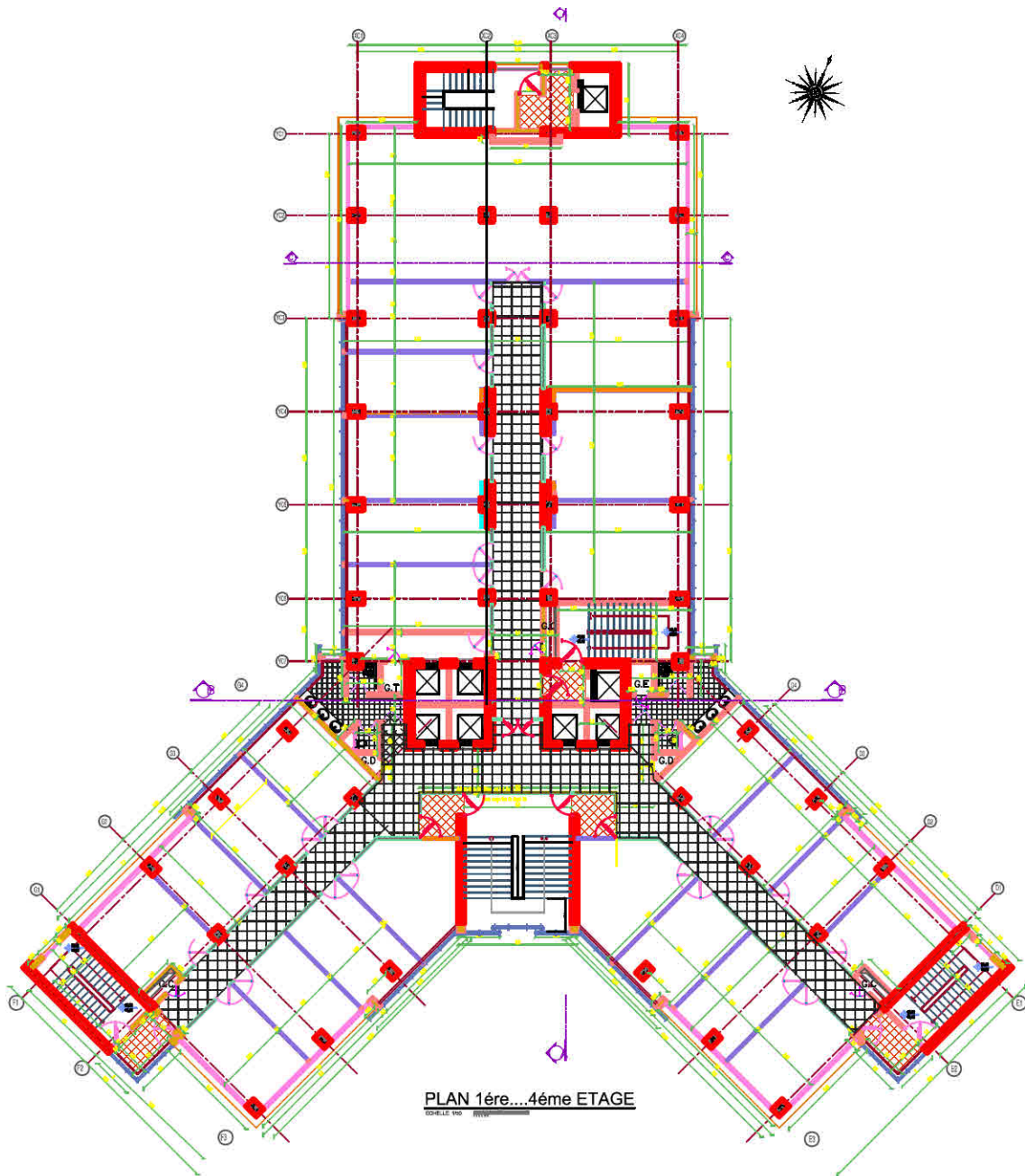


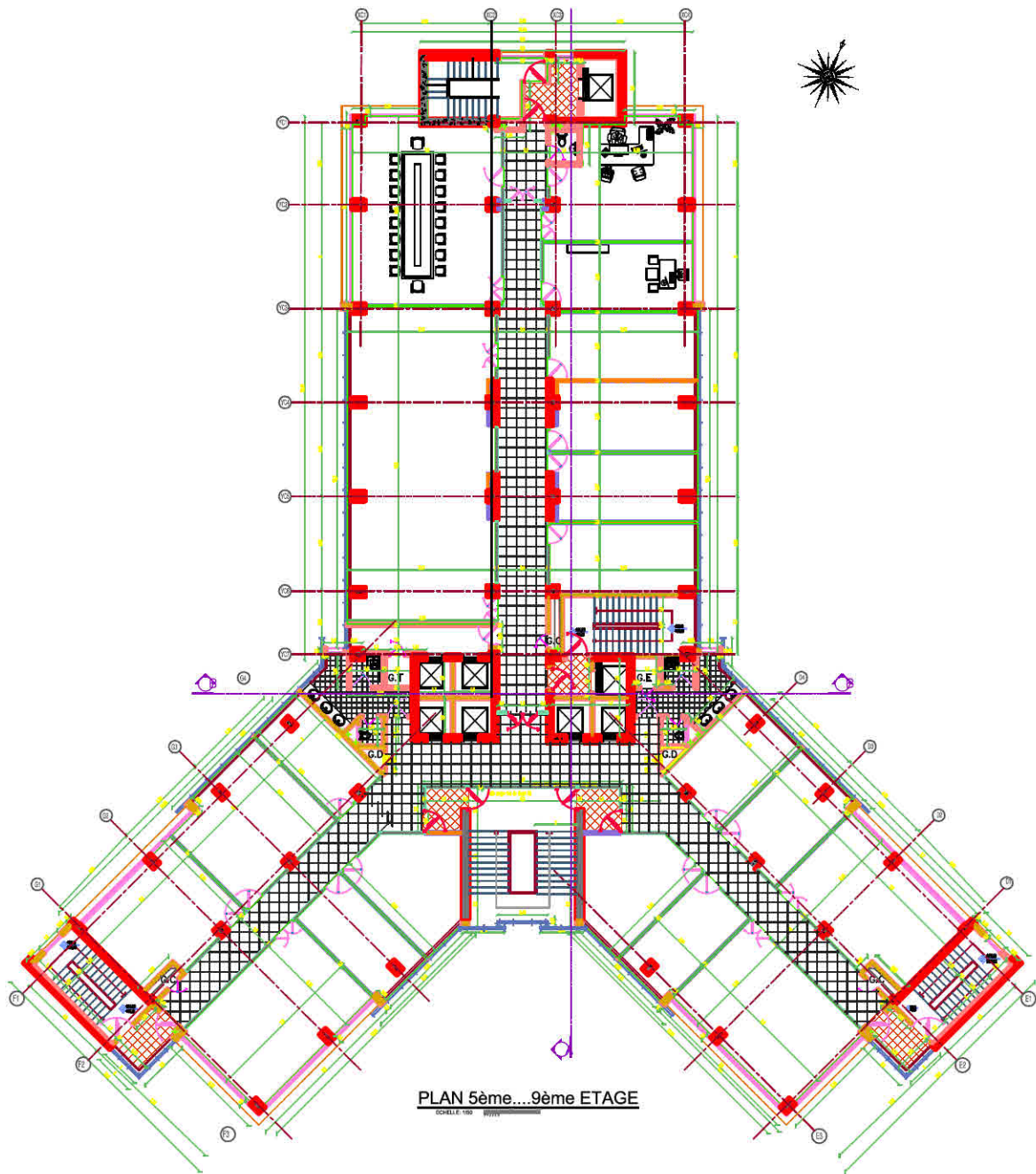
PLAN SOUS-SOL



PLAN RDC



PLAN 1ère...4ème ETAGE



Introduction générale

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur. Elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises au cours de ses années d'étude.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Une structure doit être calculée et conçue, de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût. Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes dévastateurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. La réglementation parasismique algérienne, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifiquement absolument exacte mais il représente la réunion d'un accord technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une tour implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un **SSOL+RDC+9** étages, muni d'un système de contreventement voiles porteurs.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux, tel que les poteaux, les poutres, les voiles et les planchers.
- le calcul des éléments secondaire (acrotère, balcons, escaliers et planchers) fait l'objet du 3ème chapitre.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique de la structure, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ETABS.9**.

- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ETABS.9** est présenté dans le 5^{ème} chapitre.
- Le 6^{ème} chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

On terminera en fin le travail par une conclusion générale.

I.1 Présentation du projet

I.1.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1.2 Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de ce sujet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC+9étages+sous-sol à usage administratif. Le sous-sol est un parking.

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Jijel « OASIS ». La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation, doté de 5 entrées (une seule entrée principale, trois de secours et une entrée spécialement réservée pour le responsable de wilaya).

Le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.



Fig.I.1 Projet en cours de réalisation

I.1.3 Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

Longueur en plan (suivant l'axe X)..... 47.2 m

Largeur en plan (suivant l'axe Y)..... 57.5 m

Hauteur :

- Sous-sol..... 3.06 m
- RDC..... 7.48 m
- Etage courant..... 3.74 m
- Total..... 44.20 m
- Acrotère..... 0.60 m

I.1.4 Données du site

Le bâtiment est planté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (zone **IIa**).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.

D'après le rapport de sol du siège de la wilaya de Jijel :

- Le site considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol = 1.5 bars.

I.1.5 Ossature de l'ouvrage

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99 /Version 2003.

D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14.00 m.

Vu la complexité du plan architectural et son irrégularité, difficile de justifier l'interaction portique-voile du système mixte et assurer la stabilité de la structure en même temps.

Nous avons opté pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier la condition suivante :

- Les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

I.1.6 Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le bâtiment comporte 1 seul type de planchers : **Plancher à dalle pleine.**

I.1.7 Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres a certains endroits, et pour mur intérieur une cloison.

I.1.8 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambre, les couloires et escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs des salles d'eau.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

I.1.9 Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux de bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.1.10 Escaliers :

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux sous sol aux neuf étages. On a deux types :

- Escalier à paillasse adjacente.
- Escalier à 3 volées.

I.1.11 Acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.2 Caractéristiques des matériaux

I.2.1 Introduction :

Le béton armé est composé de béton et d'armatures. Le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction. L'acier offre une bonne résistance à la traction.

L'association de ses deux matériaux en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.2.2 Le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants) dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

I.2.3 Composants de béton :

- **Ciment :**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson de mélange.

- **L'eau :**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

- **Les granulats :**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et la plus petite dimension des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

I.2.4 Caractéristiques mécaniques du béton

I.2.4.1 Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28}), dite **valeur caractéristique requise**, notée f_{c28} .

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon le BAEL91) que pour $j \leq 28$ la résistance, f_{cj} d'un béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1.4 + 0.95 \times j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76 + 0.83 \times j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1.10 \times f_{c28}$

Dans notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

1.2.4.2 Résistance à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation qui suit, dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs où $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Dans notre projet $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

1.2.4.3 Modules de déformation longitudinale

- **Déformations instantanées**

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

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Avec f_{cj} exprimé en MPa, désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

- **Déformations différées**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Avec (f_{cj}) exprimé en MPa.

I.2.4.4 Coefficient de poisson ν

Le coefficient de poisson est pris égal à :

0,2 : pour le calcul des déformations.

0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

Quelques données sur le béton utilisé sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.I.1 Caractéristique du béton

f_{c28} (MPa)	25,0	
f_{t28} (MPa)	2,1	
E_{i28} (MPa)	32164,2	
E_{v28} (MPa)	10818,86	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,5
σ_{bc} service (MPa)	15,0	
τ_u (MPa) Situation durable	Fissuration peu nuisible	3,33
	Fissuration nuisible ou très nuisible	2,5
Coefficient de poisson ν	Etat limites ultime	0
	Etat limites de service	0.2
Dosage en ciment (kg/m³)	350	

I.2.5 L'acier

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Les aciers utilisés sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau.I.2 Les types d'acier utilisé et leurs nuances

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

- La contrainte limite des aciers

Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

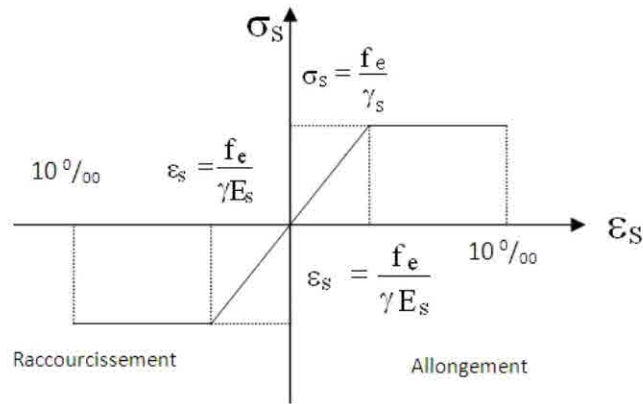


Fig.I.2 Diagramme contraintes-déformations

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Etat limite de service:

On distingue les cas suivants:

- Fissuration peu nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

Art (A.4.5.3.2) BAEL91

- Fissuration préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.3) BAEL91}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.4) BAEL91}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

I.3 Règlements et normes utilisés :

- RPA99/version 2003
- CBA93
- DTR B.C.2.2
- BAEL91/version99
- DTR BC2.33.

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement et descente de charges ont pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistant utilisant les règlements du BAEL91 et le RPA99/version2003.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la Résistance des Matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet.[BAEL91]

II.2 Pré-dimensionnement

Cette étape consiste à faire un pré-dimensionnement capable de résister aux différentes sollicitations qui sont de deux types :

- sollicitations dues aux surcharges horizontales (vent-séisme).
- sollicitations dues aux charges et surcharges verticales.

II.3 Plancher à dalles pleines

Les dalles sont des plaques minces et planes dont l'épaisseur est faible. Elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs (voiles), constituant ainsi des planchers. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

- **Résistance au feu**

D'après l'article 4.2.7.2 de l'ENV 1992-1-2 :

Tab.II.1 Résistance au feu d'une dalle en béton

Epaisseur de la dalle h, (cm)	6	8	10	12	15	17.5
Résistance au feu (minutes)	30	60	90	120	150	175

- **Résistance à la flexion**

- > Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- > Dalle reposant sur trois ou quatre appuis..... $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

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

Dans notre cas, les dalles qui reposent sur quatre appuis ont une portée égale à :

$L_x = 4.65 \text{ m} = 465 \text{ cm}$

$\frac{4.65}{50} < e < \frac{4.65}{40} \text{ (m)} \Rightarrow 9.3 < e < 11.62 \text{ (cm)}$

- **Vérification de la flèche**

Pour vérifier la flèche du plancher, on doit considérer une bande de 1m de largeur avec une épaisseur de **16 cm** (préalablement déterminée).

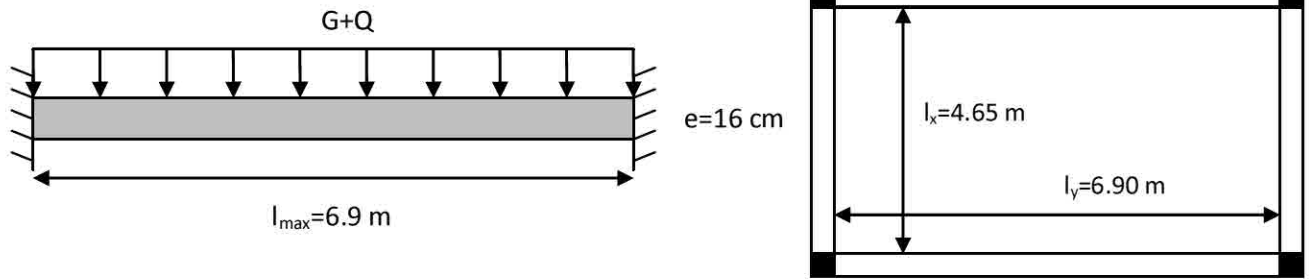


Fig.II.1 Schéma statique du plancher

D'après l'article B.6.5,3 du BAEL91, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\max} < \frac{l_{\max}}{500} \\ f_{\max} < \frac{l_{\max}}{1000} + 0.5 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ si } \left\{ \begin{array}{l} l_{\max} \leq 5 \text{ m} \\ l_{\max} > 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : $\frac{l_x}{l_y} = \frac{4.65}{6.9} = 0.67 > 0.4$, la flèche est dans les deux sens.

On va prendre en considération la flèche la plus défavorable, donc : $l_{\max} = 6.9 \text{ m}$

Pour le calcul de la flèche, on a une poutre bi-encastée : $f = \frac{Pl^4}{384EI}$

$$P = G + Q = 8.9 \text{ KN/ml}$$

$$l = 6.9 \text{ m}$$

$$E = 32000 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{1 \times 16^3}{12} = 34133.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{8.9 \times (6.9)^4}{384 \times 3.2 \times 3.41} = 4.81 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{690}{1000} + 0.5 = 1.19 \text{ cm} = 11.9 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow f = 4.81 \text{ mm} < \bar{f} = 11.9 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

Au final, on va adopter une épaisseur de **16 cm**.

II.4 Balcon

Dans notre cas, les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \text{ , avec } L \text{ est largeur du plus grand balcon : } L = 2 \text{ m}$$

$$\frac{200}{15} < e < \frac{200}{20} + 7 \text{ (cm)} \Rightarrow 13.33 < e < 17 \text{ (cm)}$$

Donc, on prend une épaisseur : **e = 16 cm**

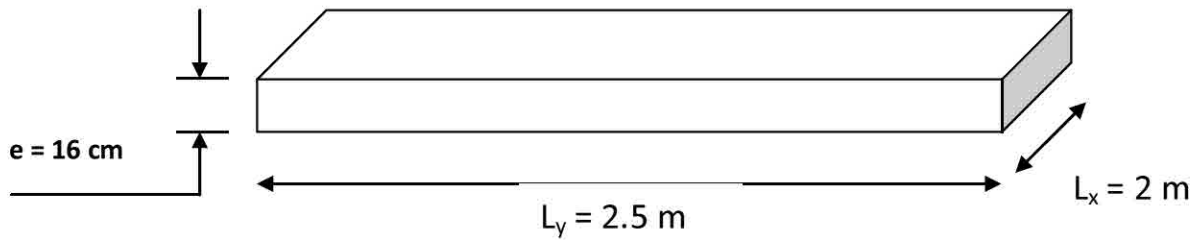


Fig.II.2 Dimensions du balcon

II.5 Voiles

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'**article 7.7.1 du RPA99/v2003**. Les voiles servent, d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux en les transmettant aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré-dimensionnement.

D'après l'**article 7.7.1 du RPA99/v2003**, les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$; sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

- > L : portée du voile.
- > e : épaisseur du voile.

D'après l'**article 7.7.1 du RPA99/v2003**, l'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

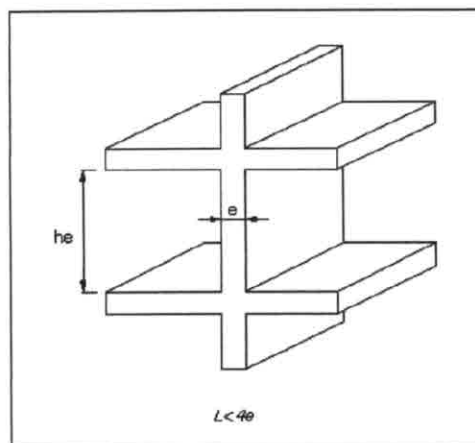
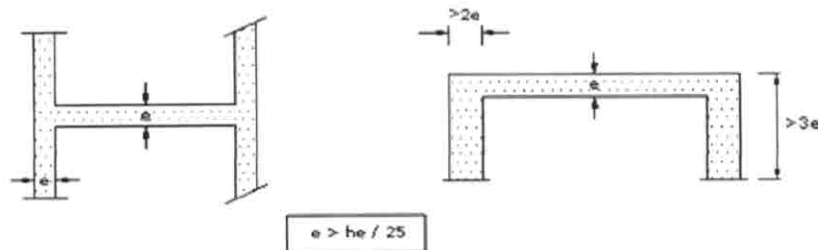


Fig.II.3 Coupe de voile en élévation

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 7.48 \text{ m}$, du RDC et la rigidité aux extrémités on a :

$$e \geq \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 37.4, 29.92 \text{ (cm)}$$

On adopte $e = 40 \text{ cm}$.

Vérification de la condition $L > 4 e$:

- sens longitudinal : $L_{\min} = 220 > 4 e = 160 \text{ (cm)}$ (vérifiée)
- sens transversal : $L_{\min} = 230 > 160 \text{ (cm)}$ (vérifiée)

Pour les étages courants $h_e = 3.74 \text{ m}$: $e \geq \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 18.5, 15 \text{ (cm)}$

Donc, l'épaisseur minimale pour les étages courants est : $e = 20 \text{ cm}$

- sens longitudinal : $L_{\min} = 220 > 4 e = 80 \text{ (cm)}$ (vérifiée)
- sens transversal : $L_{\min} = 230 > 80 \text{ (cm)}$ (vérifiée)

II.6 Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers et poutrelles, et les charges horizontales dues aux séismes afin de les transmettre aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres s'effectue à partir des conditions suivantes :

- D'après le BAEL :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

- D'après le RPA :

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

L : la portée de la poutre

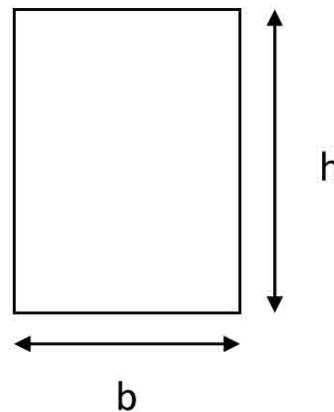


Fig.II.4 Section d'une poutre

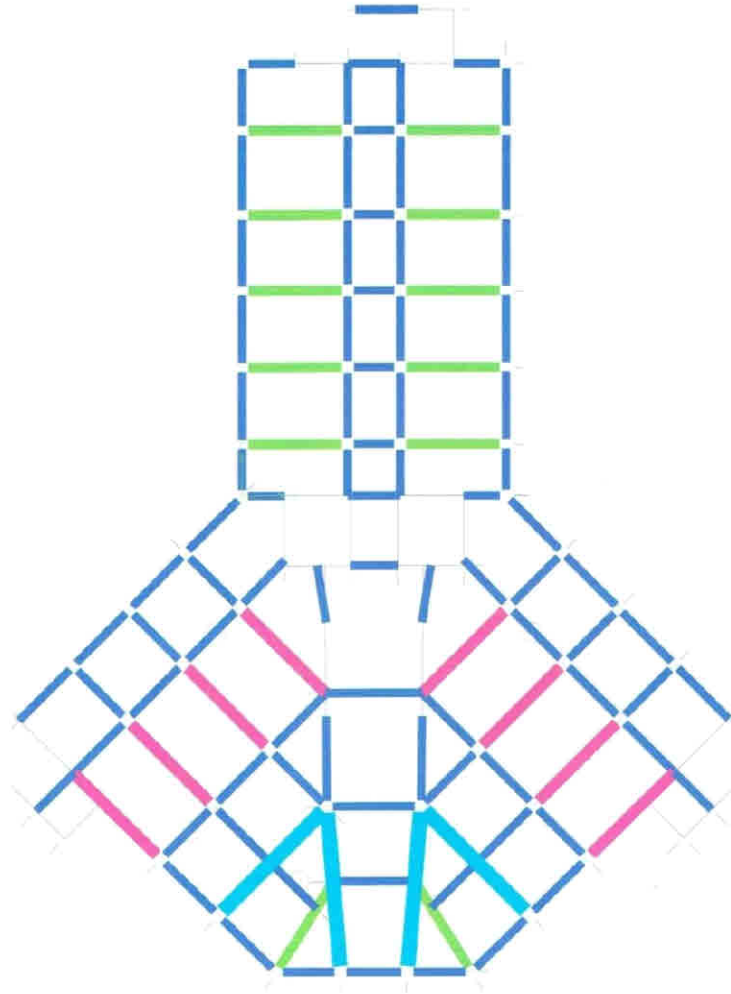


Fig.II.5 Représentation des poutres par sections

II.6.1 Poutres longitudinales

Type 1 : de couleurs bleu foncé représentés dans la figure.II.5 portiques d’axes (YC1,YC2) (YC2,YC3) (YC3,YC4) (YC4,YC5) (YC5,YC6) (YC6,YC7)

Soit $L_{max}=4.40m$ la longueur maximal dans le sens longitudinal

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 29.33 \leq h \leq 44 \\ 13.5 \leq b \leq 22.5 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 45 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions de **l’article 7.5.1 du RPA99/v2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35 \geq 20 \text{ cm} \\ 45 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}) \\ \frac{45}{35} = 1.28 \leq 4 \end{array} \right.$$

Pour des raisons architecturales, on adopte $bxh=35x45 \text{ cm}^2$

Type 2 : de couleurs bleu foncé représentés dans la figure.II.5

portique d'axes (G1,G2) (G2,G3) (G3,G4) (D1,D2) (D2,D3) (D3,D4)

Soit $L_{max}=4.10m$ la longueur maximal dans le sens longitudinale.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 27.33 \leq h \leq 41 \\ 13.5 \leq b \leq 22.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions de **l'article 7.5.1 du RPA99/v2003** :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35 \geq 20 \text{ cm} \\ 45 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{45}{35} = 1.28 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(vérifiée)}$$

On adopte : $bxh=35x45 \text{ cm}^2$

II.6.2 Poutres transversales

Type 1 : de couleurs vert représentés dans la figure.II.5

portiques d'axes (XC1,XC2) (XC2,XC3) (XC3,XC4)

Soit $L_{max}=5.50m$ la longueur maximal dans le sens transversal.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 36.60 \leq h \leq 55 \\ 11 \leq b \leq 27.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 55 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions de **l'article 7.5.1 du RPA99/v2003** :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 55 \geq 20 \text{ cm} \\ 55 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{55}{35} = 1.57 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(vérifiée)}$$

On adopte : $bxh=35x55 \text{ cm}^2$

Type 2 : de couleurs rose représentés dans la figure.II.5

portiques d'axes (E2,E3) (F2,F3)

Soit $L_{max}= 6.5m$ la longueur maximal dans le sens transversal

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 43.33 \leq h \leq 65 \\ 19.5 \leq b \leq 32.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 65 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions de **l'article 7.5.1 du RPA99/v2003** :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35 \geq 20 \text{ cm} \\ 65 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{65}{35} = 1.85 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

On adopte : $b \times h = 35 \times 65 \text{ cm}^2$

Type 3 : de couleurs bleu clair repr\u00e9sent\u00e9s dans la figure.II.5 portiques d'axes (G1,G3) (D1,D3)

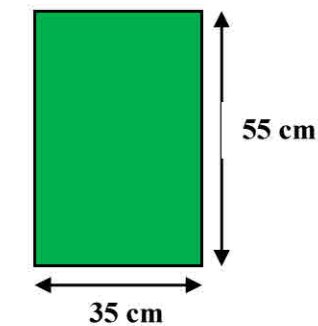
Soit $L_{\max} = 8.5\text{m}$ la longueur maximal dans le sens transversal

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 56.66 \leq h \leq 85 \\ 27 \leq b \leq 45 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 85 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

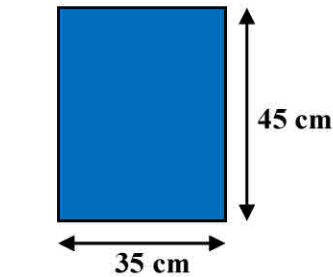
Les dimensions des poutres doivent v\u00e9rifier les conditions de l'article 7.5.1 du RPA99/v2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35 \geq 20 \text{ cm} \\ 85 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{85}{35} = 2.42 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

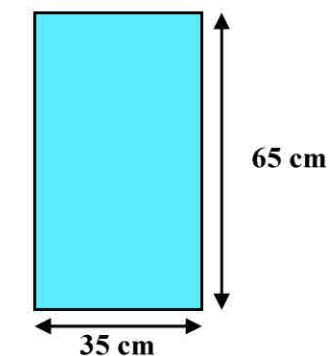
On adopte : $b \times h = 35 \times 85 \text{ cm}^2$



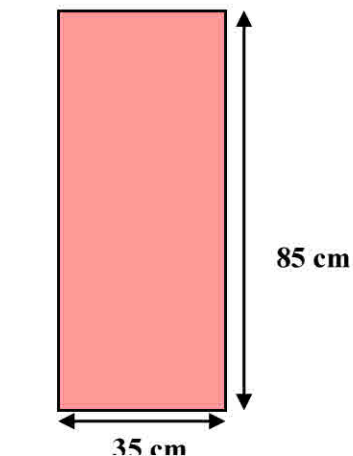
Poutre transversale



Poutre longitudinale



Poutre transversale



Poutre transversale

Fig.II.6 Dimensions des poutres transversales et longitudinales

D'après l'article 7.5.1 du RPA99 :

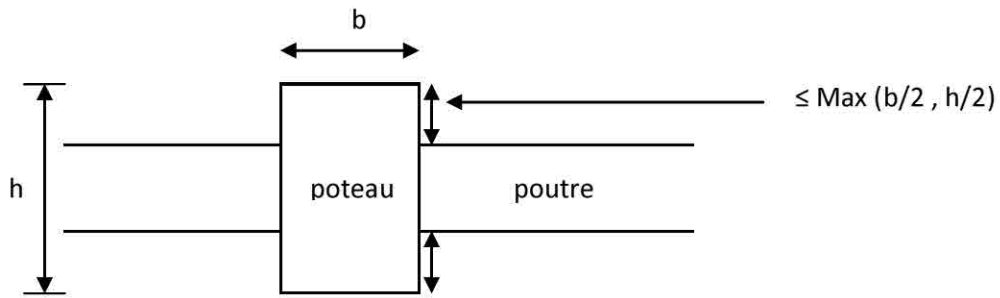


Fig.II.7 Dimensions à respecter par les poutres

On a : $b = 0.6 \text{ m}$, $h = 0.8 \text{ m}$, $b_{\text{poutre}} = 0.35 \text{ m}$
 $22.5 < \text{Max} (40 , 37.5) \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$

II.7 Escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

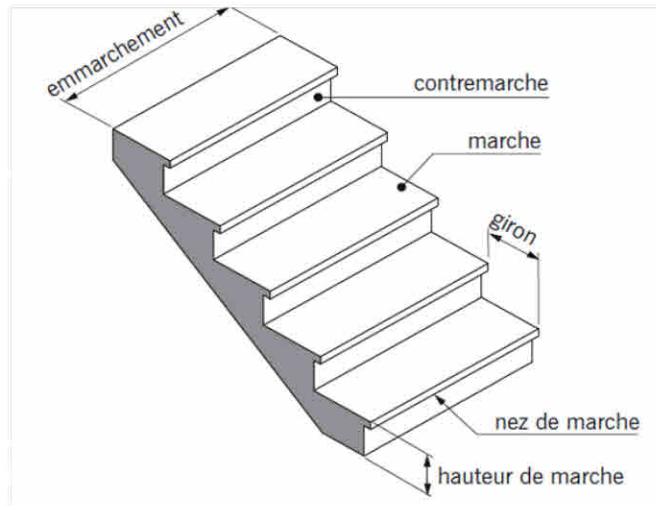


Fig.II.8 Terminologie d'un escalier

II.7.1 Escalier à 3 volées

Pour les dimensions des marches « g » et des contre marches « h », on utilise généralement la formule de « blondel » : $60 < 2h + g < 65$

Avec : $\begin{cases} 14 \leq h \leq 20 \text{ (cm)} \\ 22 \leq g \leq 33 \text{ (cm)} \end{cases}$

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \\ h = \frac{H_0}{n} \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} n : \text{nombre de contre marche} \\ n-1 : \text{nombre de marche} \end{cases}$$

On remplace g et h dans la formule de Blondel et on obtient une équation du 2^e degré :

$$64n^2 - n(64 + 2H_0 + L_0) + 2H = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Pour un étage courant de hauteur égale à 3.74 m, l'escalier est composé de 3 volées.
La 1^{ère} et la 3^e sont de 1.615 m tandis que la 2^e est de 0.51 m de hauteur.

- **La 1^{ère} et la 3^e volée**

$H_0 = 1.615 \text{ m}$ et $L_0 = 2.4 \text{ m}$

On remplace dans l'équation (1) et on trouve :

Le nombre de contre marche est : **$n = 9$**

Le nombre de marche est : **$n-1 = 8$**

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Le giron : **$g = 30 \text{ cm}$**

$$h = \frac{161.5}{9} = 18 \text{ cm}$$

La hauteur de contre marche : **$h = 18 \text{ cm}$**

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = 1.615 / 2.4 \Rightarrow \alpha = 33.94^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = 1.36 / \sin \alpha = 2.90 \text{ m}$

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow 9.66 < e < 14.5 \text{ (cm)}$$

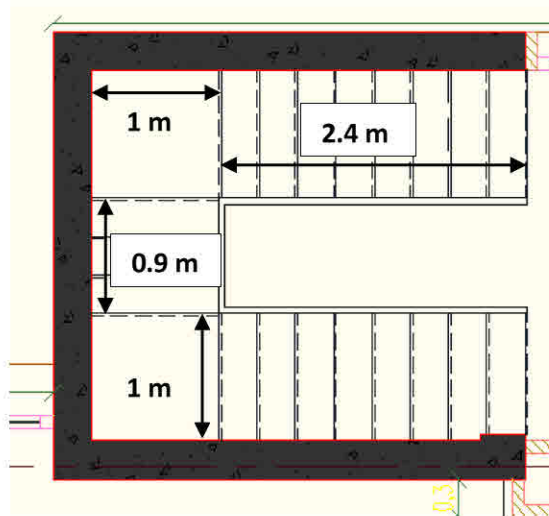


Fig.II.9 Escalier à 3 volées

- **La 2^e volée**

$H_0 = 0.51 \text{ m}$ et $L_0 = 1.2 \text{ m}$

On remplace dans l'équation (1) et on trouve :

Le nombre de contre marche est : **$n = 4$**

Le nombre de marche est : **$n-1 = 3$**

$$g = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

Le giron : **$g = 30 \text{ cm}$**

$$h = \frac{51}{3} = 17 \text{ cm}$$

La hauteur de contre marche : **h = 17 cm**

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = 0.51/1.2 \Rightarrow \alpha = 23.02^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = 0.51 / \sin \alpha = 1.3 \text{ m}$

Pour assurer la stabilité et la résistance des escaliers, on opte pour une épaisseur de **16 cm**.

II.7.2 Escalier à paillasse adjacente

On procède de la même manière que pour l'escalier à 3 volées.

$H_0 = 1.87 \text{ m}$ et $L_0 = 3 \text{ m}$

On remplace dans l'équation (1) et on trouve :

Le nombre de contre marche est : **n = 11**

Le nombre de marche est : **n-1 = 10**

$$g = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

Le giron : **g = 30 cm**

$$h = \frac{187}{11} = 17 \text{ cm}$$

La hauteur de contre marche : **h = 17 cm**

L'inclinaison : $\text{tg} \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.87}{3} = 0.623 \Rightarrow \alpha = 31.94^\circ$

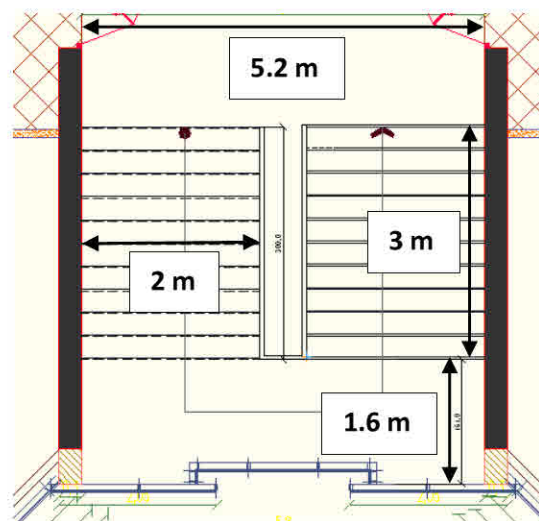


Fig.II.10 Escalier à paillasse adjacente

L'épaisseur de la paillasse :

On a la condition de résistance $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$

$$L = \sqrt{1.87^2 + 3^2} = 3.53 \text{ m} \Rightarrow 11.78 < e < 17.65 \text{ (cm)}$$

Pour assurer la stabilité et la résistance des escaliers, on opte pour une épaisseur de **16 cm**.

II.8 Poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

D'après le RPA99/v2003, les dimensions des sections transversaux des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min (b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

D'après les règles du BAEL91, l'effort normal ultime N_{ult} agissant sur un poteau (compression centrée) est donné par la formule suivante :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

N_{ult} : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

f_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400 \text{ MPa}$).

A_s : section d'armature dans le poteau.

γ_b : coefficient de sécurité du béton, tel que : $\gamma_b = 1.5$ (situation durable ou transitoire).

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, tel que : $\gamma_s = 1.15$ (situation durable ou transitoire)

α : Coefficient fonction de l'élançement du poteau.

D'après l'article A.8.1,21 du BAEL91, la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,2 % de la section totale du béton comprimé, sans pouvoir dépasser 5 % en dehors des zones de recouvrement de ces barres.

Généralement, le pourcentage de l'acier est pris égal à 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}, \text{ alors : } N_u \leq \alpha B_r \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\begin{cases} \lambda \leq 50 & \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 & \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{cases}$$

D'après les règles du BAEL 91, l'élançement mécanique λ est donné par la relation

suivante : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$: poteau encastré à ses deux extrémités).

i : rayon de giration.

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, Avec : I : moment d'inertie , B : section du béton.

$I = \frac{hb^3}{12}$; qui correspond au moment d'inertie de l'axe le plus faible

Démonstration : $\frac{bh^3}{12} - \frac{hb^3}{12} = \frac{bh(h^2 - b^2)}{12} = \frac{bh(h+b)(h-b)}{12} > 0$ pour $h > b$

$\Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 \times l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b}$ avec : l_0 : hauteur libre du poteau (hauteur d'étage)

N_u est déterminé à partir de la descente des charges.

II.8.1 Evaluation des charges et surcharge

- Plancher terrasse dalles pleines « inaccessible »

Tab.II.2 Charges due au plancher terrasse (dalle pleine)

	Couche et épaisseur (cm)		Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)	
1	Gravillon roulé	5 cm	15	0.75	
2	Etanchéité	-----	----	0.12	
3	Isolation thermique	5 cm	3	0.15	
4	Forme en pente	8 cm	22	1.76	
5	Plancher plein	16 cm	25	4.00	
6	Enduit de plâtre	2 cm	10	0.20	
Charge permanente (KN/m²)				6.98	
Surcharges d'exploitation (KN/m²)				1.00	

- Plancher étage courant dalle pleine

Tab.II.3 Charges due au plancher étage (dalle pleine)

	Couche et épaisseur (cm)		Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)	
1	Cloison	----	----	1.00	
2	Carrelage	2 cm	22	0.44	
3	Mortier de pose	2 cm	20	0.40	
4	Couche de sable	2 cm	18	0.36	
5	Plancher plein	16 cm	25	4.00	

6	Enduit de plâtre	2 cm	10	0.20	
	Charge permanente (KN/m ²)			6.40	
	Surcharges d'exploitation (KN/m ²)			2.50	

- Balcon terrasse

Tab.II.4 Charge due au balcon terrasse

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)		
1	Gravillon roulé	5 cm	17	0.85	
2	Etanchéité	-----	----	0.12	
3	Isolation thermique	5 cm	0.3	0.015	
4	Forme en pente	10 cm	22	2.2	
5	Plancher plein	16 cm	25	4.00	
6	Enduit de ciment	2 cm	20	0.40	
	Charge permanente (KN/m ²)			7.59	
	Surcharges d'exploitation (KN/m ²)			1.00	

- Balcon étage courant

Tab.II.5 Charge due au balcon étage

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)		
1	Carrelage	2 cm	22	0.44	
2	Mortier de pose	2 cm	20	0.40	
3	Couche de sable	2 cm	18	0.36	
4	Plancher plein	16 cm	25	4.00	
5	Enduit de ciment	2 cm	20	0.40	
	Charge permanente (KN/m ²)			5.60	
	Surcharges d'exploitation (KN/m ²)			3.50	

- Murs extérieurs (épaisseur e=30cm)

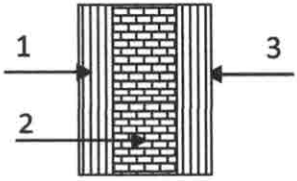
Tab.II.6 Charge due aux murs extérieurs

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)		
1	Enduit de plâtre	2 cm	10	0.2	
2	Brique creux	10 cm	11	1.1	
3	L'aime d'air	5 cm	----	----	
4	Brique creux	15 cm	11	1.65	
5	Enduit de ciment	2 cm	18	0.36	
	Charge permanente (KN/m ²)			3.31	

- Cloisons intérieure (épaisseur e=10cm)

Tab.II.7 Charge due aux cloisons

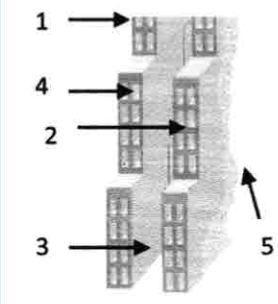
	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0.2
2	Brique creux 10 cm	11	1.1
3	Enduit de plâtre 2 cm	10	0.2
Charge permanente (KN/m²)			1.50



- Cloisons intérieurs à double parois

Tab.II.8 Charge due aux cloisons intérieure à doubles parois

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0.2
2	Brique creux 10 cm	11	1.1
3	L'aime d'air 5 cm	----	----
4	Brique creux 15 cm	11	1.65
5	Enduit de plâtre 2 cm	10	0.2
Charge permanente (KN/m²)			3.15



- Palier (escalier)

Tab.II.9 Charge due au palier

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage 2 cm	22	0.44
2	Mortier de pose 2 cm	20	0.40
3	Couche de sable fin 2 cm	18	0.36
4	Poids propre du palier 16 cm	25	4.0
5	Enduit de ciment 2 cm	21	0.42
Charge permanente (KN/m²)			5.62
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			4.0

- Paillasse avec une inclinaison de 32.92° (escalier)

Tab.II.10 Charge due à la paillasse

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage 2 cm	22	0.44
2	Mortier de pose 2 cm	20	0.40
3	Couche de sable fin 2 cm	18	0.36
4	Poids propre des marches 8.5 cm	22	1.87
5	Poids propre de paillasse ---	0.16x25/cos31.74	4.0
6	Enduit de ciment 2 cm	21	0.42
Charge permanente (KN/m²)			7.49
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			4.0

II.8.2 Descente des charges

On appelle descente des charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA99/v2003, les poteaux de rives et d'angles doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

La présence d'un niveau nettement moins rigide que les autres est une cause fréquente d'effondrement (Niveaux souples). D'une manière générale, il est préférable que les différents niveaux d'un bâtiment possèdent une rigidité constante ou variant faiblement. Une diminution progressive de rigidité vers le haut est acceptable (différence de 20 % au plus entre deux niveaux). Elle a pour conséquence une réduction des amplitudes d'oscillation des étages supérieurs.

On se limitera dans notre étude sur le calcul de la descente des charges des poteaux les plus sollicités seulement qui sont représentés dans la figure ci-dessous :

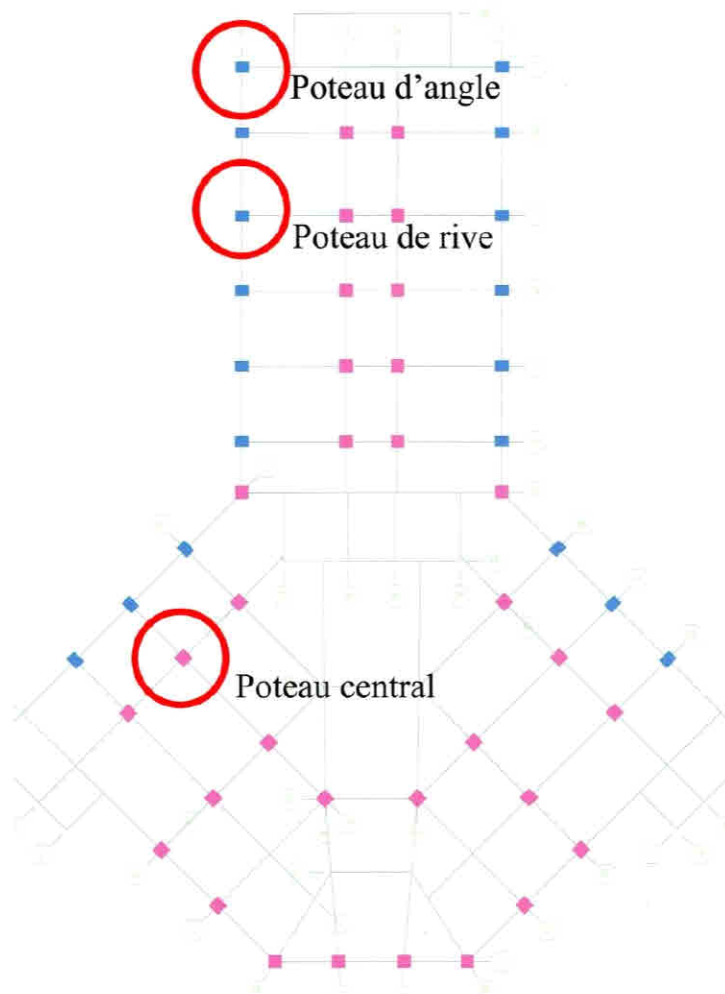


Fig.II.11 Représentation des poteaux

- **Calcul des charges d'exploitation (DTR B.C.2.2)**

Dans notre cas, la surcharge d'exploitation est constante.

Donc, l'énoncé de la loi de dégression devient : $Q_0 + kQ$

k : est le coefficient de dégression calculé pour chaque étage.

II.8.2.1 Poteau d'angle d'axe (XC1,YC1)

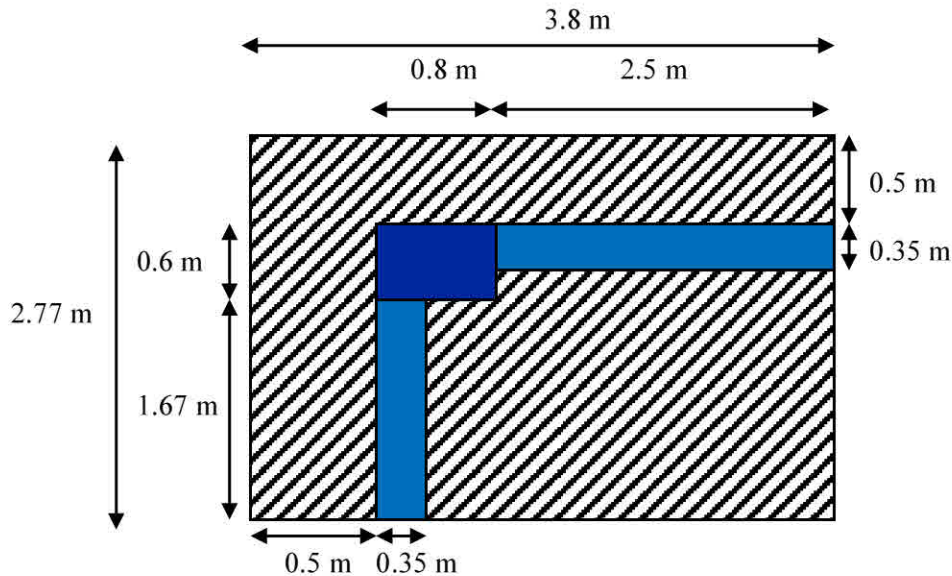


Fig.II.12 Dimension de la section revenant au poteau d'angle

- **Acrotère :**

$$G = 1.837 \text{ KN/m} \text{ et } l = 6.57 \text{ m} \Rightarrow G = 12.07 \text{ KN}$$

- **Plancher terrasse :**

$$G = 6.98 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 3.8 \times 2.77 = 10.53 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G = 73.50 \text{ KN}, \quad Q = 10.53 \text{ KN}$$

- **Plancher étage (balcon inclus) :**

$$G = 6.4 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (plancher)}$$

$$G = 5.60 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (balcon)}$$

$$S_{\text{balcon}} = (2.77 + 3.3) \times 0.5 = 3.035 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = S_{\text{tot}} - S_{\text{pot}} - S_{\text{poutres}} - S_{\text{balcon}}$$

$$S_{\text{tot}} = 10.5226 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pot}} = 0.6 \times 0.8 = 0.48 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{plancher}} = 5.55 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{poutres}} = 0.35(2.5 + 1.67) = 1.4595 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} = 3.035 \text{ m}^2$$

$$G = G_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}} + G_{\text{plancher}} \times S_{\text{plancher}} = 5.60 \times 3.035 + 6.4 \times 5.55$$

$$Q = Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}} + Q_{\text{plancher}} \times S_{\text{plancher}} = 3.5 \times 3.035 + 2.5 \times 5.55$$

$$G = 52.52 \text{ KN}, \quad Q = 24.50 \text{ KN}$$

- **Poutres longitudinales :**

$$G = 0.35 \times 0.45 \times 25 = 3.93 \text{ KN/m} \text{ et } l = 1.67 \text{ m} \Rightarrow G = 6.56 \text{ KN}$$

- **Poutres transversales :**

$$G = 0.35 \times 0.55 \times 25 = 4.81 \text{ KN/m} \quad \text{et} \quad l = 2.5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad G = 12.02 \text{ KN}$$

- **Poteaux :**

Poteaux étages : $G = 0.8 \times 0.6 \times 3.74 \times 25 = 44.88 \text{ KN}$

Poteaux RDC : $G = 0.8 \times 0.6 \times 7.48 \times 25 = 89.76 \text{ KN}$

Poteaux sous-sol : $G = 0.8 \times 0.6 \times 3.06 \times 25 = 36.72 \text{ KN}$

- **Murs extérieurs :**

Pour étage : $G = 3.29 \times 4.17 \times 3.31 = 45.41 \text{ KN}$

Pour RDC : $G = 7.03 \times 4.17 \times 3.31 = 97.03 \text{ KN}$

Tableau.II.11 Descente des charges du poteau d'angle

N° du niveau	Élément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse			73.500	
	Acrotère			12.070	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	10.53	1		10.53
	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			194.440	10.53
N ₁	Venant de N ₀			194.440	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	21.47	1		21.47
	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			355.830	32
N ₂	Venant de N ₁			355.830	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	21.47	0.95		40.793
	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			517.220	51.323
N ₃	Venant de N ₂			517.220	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	

	Charge d'exploitation	21.47	0.9		57.969
	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			678.610	68.499
N ₄	Venant de N ₃			678.610	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	21.47	0.85		72.998
	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			840.000	72.998
N ₅	Venant de N ₄			840.000	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	21.47	0.8		85.88
	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			1001.390	96.41
N ₆	Venant de N ₅			1001.390	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	21.47	0.75		96.615
	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			1162.780	107.145
N ₇	Venant de N ₆			1162.780	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	21.47	0.71		106.7059
	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			1324.170	117.235
N ₈	Venant de N ₇			1324.170	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	21.47	0.68		116.7968

	Poids du poteau			44.880	
	Poids des murs			45.410	
	Total			1485.560	127.3268
N₉	Venant de N ₈			1485.560	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			12.020	
	P. Longitudinale			6.560	
	Charge d'exploitation	21.47	0.66		127.5318
	Poids du poteau			89.760	
	Poids des murs			97.030	
	Total			1743.450	138.0618
N₁₀	Venant de N ₉			1743.450	
	Plancher étage			52.520	
	P. Transversale			13.560	
	P. Longitudinale			7.560	
	Charge d'exploitation	21.47	0.65		139.555
	Poids du poteau			36.720	
	Total			1853.810	150.085

II.8.2.2 Dimensionnement de la section du poteau d'angle

- Niveaux (Sous-Sol , RDC) (N₂₁)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1853.81 + 1.5 \times 150.085 = 2727.77 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 30.23 \Rightarrow \alpha = 0.7396 \Rightarrow B_r \geq 0.061 N_u ; N_u = 2.727 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.167 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.6 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.6 - 0.02) = 0.58(h - 0.02) \geq 0.167 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.31 \text{ m}$$

On prend **h = 0.8 m**

$$B_r = (0.6 - 0.02)(0.8 - 0.02) = 0.452 \text{ m}^2 > 0.167 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (\text{ vérifiée })$$

$$N_u = 2727.77 \text{ KN} < N_{ult} = 7360.45 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{ vérifiée })$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 80 > 25 \text{ (cm)} \\ 60 > \frac{748}{20} = 37.4 \text{ (cm)} \dots\dots\dots (\text{ vérifiée }) \\ \frac{1}{4} < \frac{60}{80} = 0.75 < 4 \end{cases}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 60 \times 80 \text{ cm}^2$

- Niveaux (1, 2 et 3) (N_{17})

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1485.56 + 1.5 \times 127.33 = 2196.49 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 16.49 \Rightarrow \alpha = 0.8138 \Rightarrow B_r \geq 0.055 N_u ; N_u = 2.196 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.122 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.55 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.55 - 0.02) = 0.53(h - 0.02) \geq 0.122 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.25 \text{ m}$$

On prend **h = 0.75 m**

$$B_r = (0.55 - 0.02)(0.75 - 0.02) = 0.387 \text{ m}^2 > 0.122 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

$$N_u = 2196.49 \text{ KN} < N_{ult} = 6926.50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 75 > 25 \text{ (cm)} \\ 55 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)} \\ \frac{1}{4} < \frac{55}{75} = 0.73 < 4 \end{cases}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 55 \times 75 \text{ cm}^2$

- Niveaux (4, 5 et 6) (N_{11})

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1001.37 + 1.5 \times 96.41 = 1496.49 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 18.14 \Rightarrow \alpha = 0.8066 \Rightarrow B_r \geq 0.056 N_u ; N_u = 1.496 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.084 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.5 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.5 - 0.02) = 0.48(h - 0.02) \geq 0.084 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.19 \text{ m}$$

On prend **h = 0.7 m**

$$B_r = (0.5 - 0.02)(0.7 - 0.02) = 0.326 \text{ m}^2 > 0.084 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

$$N_u = 1496.49 \text{ KN} < N_{ult} = 5791.7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 70 > 25 \text{ (cm)} \\ 50 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \\ \frac{1}{4} < \frac{50}{70} = 0.71 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 50 \times 70 \text{ cm}^2$

- Niveaux (7, 8 et 9) (N₅)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 517.22 + 1.5 \times 51.32 = 775.23 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 20.15 \Rightarrow \alpha = 0.7971 \Rightarrow B_r \geq 0.057 N_u ; N_u = 0.775 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.044 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$$

Si on fixe : **b = 0.45 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.45 - 0.02) = 0.43(h - 0.02) \geq 0.044 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.12 \text{ m}$$

On prend **h = 0.65 m**

$$B_r = (0.45 - 0.02)(0.65 - 0.02) = 0.271 \text{ m}^2 > 0.044 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

$$N_u = 775.23 \text{ KN} < N_{ult} = 4750.1 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 65 > 25 \text{ (cm)} \\ 45 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \\ \frac{1}{4} < \frac{45}{65} = 0.69 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 45 \times 65 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II.12 Résultats du pré dimensionnement du poteau d'angle

Niveau	N _u	Section min	B _r	b	h
Sous-Sol, RDC	2727.77	0.167	0.452	0.60	0.80
1, 2, 3	2196.49	0.122	0.387	0.55	0.75

4, 5, 6	1496.49	0.084	0.326	0.50	0.70
7, 8, 9	775.23	0.044	0.271	0.45	0.65

II.8.2.3 Poteau de rive d'axe (XC1, YC3)

- Acrotère :

$$G = 1.837 \text{ KN/m} \text{ et } l = 5 \text{ m} \Rightarrow G = 9.185 \text{ KN}$$

- Plancher terrasse :

$$G = 6.98 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 4.03 \times 4.75 - 2.25 \times 0.25 = 18.58 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G = 129.68 \text{ KN}, \quad Q = 18.58 \text{ KN}$$

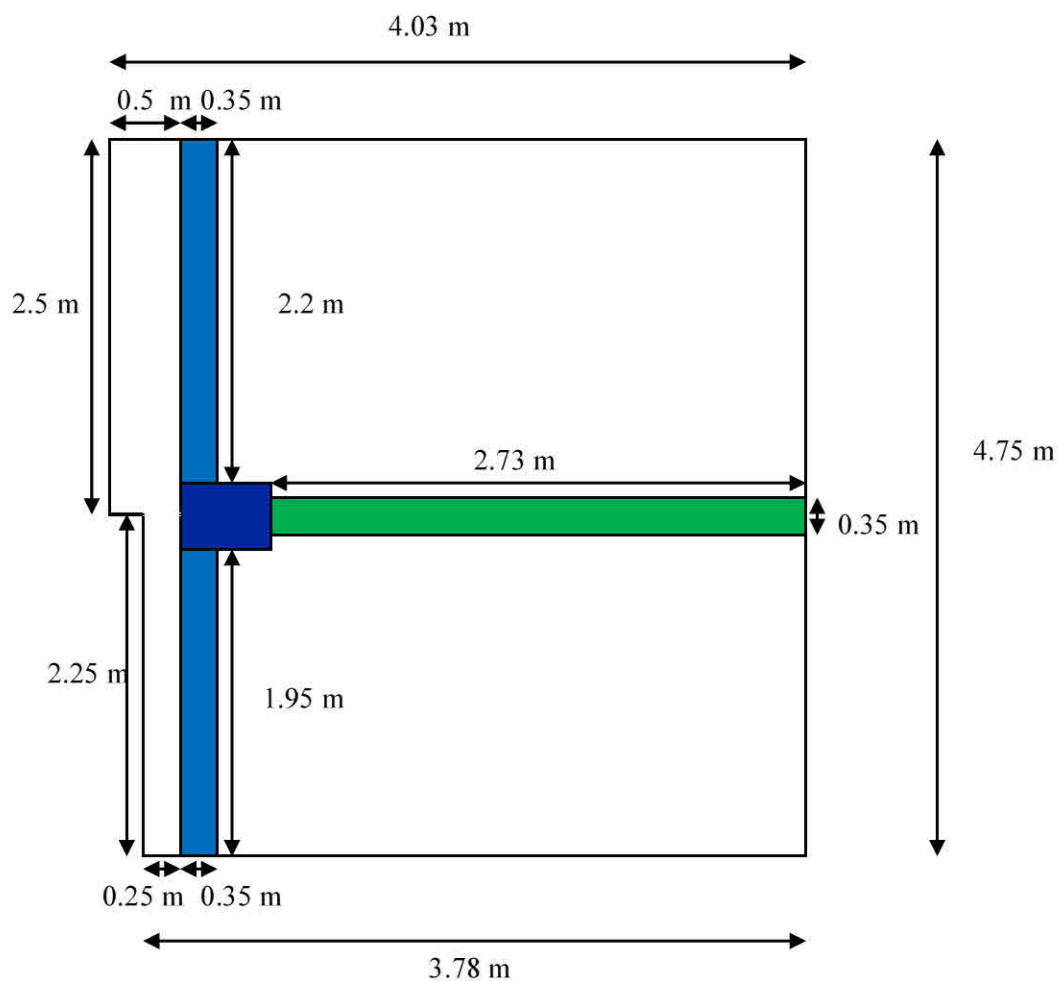


Fig.II.13 Dimensions de la section revenant au poteau de rive

- Plancher étage (balcon inclus) :

$$G = 6.4 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (plancher)}$$

$$G = 5.60 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (balcon)}$$

$$S_{\text{balcon}} = 4.75 \times 0.5 - 2.25 \times 0.25 = 1.81 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{plancher}} = S_{\text{tot}} - S_{\text{pot}} - S_{\text{poutres}} - S_{\text{balcon}}$$

$$S_{\text{tot}} = 18.58 \text{ m}^2$$

$$S_{pot} = 0.6 \times 0.8 = 0.48 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_{plancher} = 13.88 \text{ m}^2$$

$$S_{poutres} = 0.35(2.2+2.73+1.95) = 2.41 \text{ m}^2$$

$$S_{balcon} = 1.81 \text{ m}^2$$

$$G = G_{balcon} \times S_{balcon} + G_{plancher} \times S_{plancher} = 5.60 \times 1.81 + 6.4 \times 13.88$$

$$Q = Q_{balcon} \times S_{balcon} + Q_{plancher} \times S_{plancher} = 3.5 \times 1.81 + 2.5 \times 13.88$$

$$G = 98.51 \text{ KN} \quad , \quad Q = 41.03 \text{ KN}$$

- **Poutres longitudinales :**

$$G = 0.35 \times 0.45 \times 25 = 3.93 \text{ KN/m} \quad \text{et} \quad l = 4.15 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad G = 16.31 \text{ KN}$$

- **Poutres transversales :**

$$G = 0.35 \times 0.55 \times 25 = 4.81 \text{ KN/m} \quad \text{et} \quad l = 2.73 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad G = 13.13 \text{ KN}$$

- **Poteaux :**

$$\text{Poteaux étages : } G = 0.8 \times 0.6 \times 3.74 \times 25 = 44.88 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux RDC : } G = 0.8 \times 0.6 \times 7.48 \times 25 = 89.76 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux sous-sol : } G = 0.8 \times 0.6 \times 3.06 \times 25 = 36.72 \text{ KN}$$

- **Murs extérieurs :**

$$\text{Pour étage : } G = 3.29 \times 4.15 \times 3.31 = 45.19 \text{ KN}$$

$$\text{Pour RDC : } G = 7.03 \times 4.15 \times 3.31 = 96.56 \text{ KN}$$

Tab.II.13 Descente des charges du poteau de rive

N° du niveau	Élément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse			129.68	
	Acrotère			9.185	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	18.58	1		18.58
	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			258.375	18.58
N ₁	Venant de N ₀			258.375	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	41.03	1		41.03
	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			476.395	59.61
N ₂	Venant de N ₁			476.395	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	

	Charge d'exploitation	41.03	0.95		77.957
	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			694.415	96.537
N₃	Venant de N ₂			694.415	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	41.03	0.9		110.781
	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			912.435	129.361
N₄	Venant de N ₃			912.435	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	41.03	0.85		139.502
	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			1130.455	158.082
N₅	Venant de N ₄			1130.455	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	41.03	0.8		164.12
	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			1348.475	182.7
N₆	Venant de N ₅			1348.475	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	41.03	0.75		184.635
	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			1566.495	203.215
N₇	Venant de N ₆			1566.495	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	41.03	0.71		203.9191

	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			1784.515	222.4991
N₈	Venant de N ₇			1784.515	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	41.03	0.68		223.2032
	Poids du poteau			44.88	
	Poids des murs			45.19	
	Total			2002.535	241.7832
	N₉	Venant de N ₈			2002.535
Plancher étage				98.51	
P. Transversale				13.13	
P. Longitudinale				16.31	
Charge d'exploitation		41.03	0.66		243.7182
Poids du poteau				89.76	
Poids des murs				96.56	
Total				2316.805	262.2982
N₁₀	Venant de N ₉			2316.805	
	Plancher étage			98.51	
	P. Transversale			13.13	
	P. Longitudinale			16.31	
	Charge d'exploitation	41.03	0.65		266.695
	Poids du poteau			36.72	
	Total			2481.475	285.275

II.8.2.4 Dimensionnement de la section du poteau de rive

- Niveaux (Sous-Sol , RDC) (N₂₁)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2481.47 + 1.5 \times 285.27 = 3777.9 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 30.23 \Rightarrow \alpha = 0.7396 \Rightarrow B_r \geq 0.061 N_u ; N_u = 3.777 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.232 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.6 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.6 - 0.02) = 0.58(h - 0.02) \geq 0.232 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.42 \text{ m}$$

On prend **h = 0.8 m**

$$B_r = (0.6 - 0.02)(0.8 - 0.02) = 0.452 \text{ m}^2 > 0.232 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

$$N_u = 3777.9 \text{ KN} < N_{ult} = 7360.45 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 80 > 25 \text{ (cm)} \\ 60 > \frac{748}{20} = 37.4 \text{ (cm)} \\ \frac{1}{4} < \frac{60}{80} = 0.75 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 60 \times 80 \text{ cm}^2$

- **Niveaux (1, 2 et 3) (N₁₇)**

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2002.53 + 1.5 \times 241.78 = 3066.09 \text{ KN}$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$\lambda = 16.49 \Rightarrow \alpha = 0.8138 \Rightarrow B_r \geq 0.055 N_u ; N_u = 3.066 \text{ MN}$

$B_r \geq 0.171 \text{ m}^2$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.55 m**

$B_r = (h - 0.02)(0.55 - 0.02) = 0.53(h - 0.02) \geq 0.171 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.34 \text{ m}$

On prend **h = 0.75 m**

$B_r = (0.55 - 0.02)(0.75 - 0.02) = 0.387 \text{ m}^2 > 0.171 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$

$N_u = 3066.09 \text{ KN} < N_{ult} = 6926.50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 75 > 25 \text{ (cm)} \\ 55 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \\ \frac{1}{4} < \frac{55}{75} = 0.73 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 55 \times 75 \text{ cm}^2$

- **Niveaux (4, 5 et 6) (N₁₁)**

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1348.47 + 1.5 \times 182.7 = 2094.49 \text{ KN}$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$\lambda = 18.14 \Rightarrow \alpha = 0.8066 \Rightarrow B_r \geq 0.056 N_u ; N_u = 2.094 \text{ MN}$

$B_r \geq 0.118 \text{ m}^2$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.5 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.5 - 0.02) = 0.48(h - 0.02) \geq 0.118 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.27 \text{ m}$$

On prend **h = 0.7 m**

$$B_r = (0.5 - 0.02)(0.7 - 0.02) = 0.326 \text{ m}^2 > 0.118 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

$$N_u = 2094.49 \text{ KN} < N_{ult} = 5791.7 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 70 > 25 \text{ (cm)} \\ 50 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \\ \frac{1}{4} < \frac{50}{70} = 0.71 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 50 \times 70 \text{ cm}^2$

- Niveaux (7, 8 et 9) (N₅)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 694.41 + 1.5 \times 96.53 = 1082.26 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 20.15 \Rightarrow \alpha = 0.7971 \Rightarrow B_r \geq 0.057 N_u ; N_u = 1.082 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.061 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.45 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.45 - 0.02) = 0.43(h - 0.02) \geq 0.061 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.16 \text{ m}$$

On prend **h = 0.65 m**

$$B_r = (0.45 - 0.02)(0.65 - 0.02) = 0.271 \text{ m}^2 > 0.061 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

$$N_u = 1082.26 \text{ KN} < N_{ult} = 4750.1 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 65 > 25 \text{ (cm)} \\ 45 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \\ \frac{1}{4} < \frac{45}{65} = 0.69 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 45 \times 65 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II.14 Résultats du pré dimensionnement du poteau de rive

Niveau	N_u	Section min	B_r	b	h
Sous-Sol , RDC	3777.9	0.232	0.452	0.60	0.80
1, 2, 3	3066.09	0.171	0.387	0.55	0.75
4, 5, 6	2094.49	0.118	0.326	0.50	0.70
7, 8, 9	1082.26	0.061	0.271	0.45	0.65

II.8.2.5 Poteau central d'axe (F2,G3)

- Plancher terrasse :

$G = 6.98 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$S_{\text{tot}} = 5.85 \times 4.67 = 27.32 \text{ m}^2$

$\Rightarrow G = 190.69 \text{ KN}$, $Q = 27.32 \text{ KN}$

- Plancher étage :

$G = 6.4 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$S_{\text{étage}} = S_{\text{tot}} - S_{\text{pot}} - S_{\text{poutres}}$

$S_{\text{tot}} = 27.32 \text{ m}^2$

$S_{\text{pot}} = 0.75 \times 0.75 = 0.5625 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{\text{étage}} = 23.6 \text{ m}^2$

$S_{\text{poutres}} = 0.35(1.86 + 3.24 + 1.96 + 1.96) = 3.157 \text{ m}^2$

$G = 151.04 \text{ KN}$, $Q = 59 \text{ KN}$

- Poutres longitudinales :

$G = 0.35 \times 0.45 \times 25 = 3.93 \text{ KN/m}$ et $l = 3.92 \text{ m} \Rightarrow G = 15.4 \text{ KN}$

- Poutres transversales :

$G = 0.35 \times 0.65 \times 25 = 5.68 \text{ KN/m}$ et $l = 5.1 \text{ m} \Rightarrow G = 28.97 \text{ KN}$

- Poteaux :

Poteaux étages : $G = 0.8 \times 0.6 \times 3.74 \times 25 = 44.88 \text{ KN}$

Poteaux RDC : $G = 0.8 \times 0.6 \times 7.48 \times 25 = 89.76 \text{ KN}$

Poteaux sous-sol : $G = 0.8 \times 0.6 \times 3.06 \times 25 = 36.72 \text{ KN}$

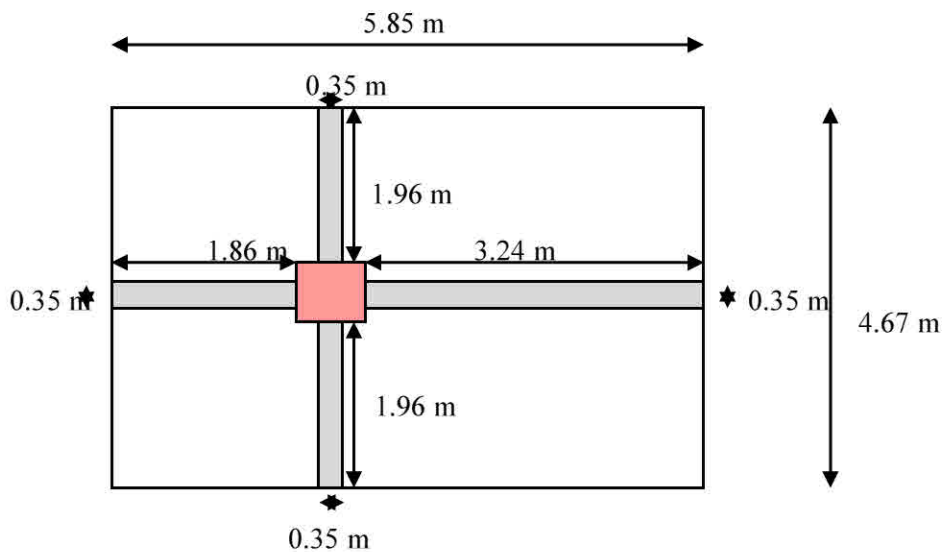


Fig.II.14 Dimensions de la section revenant au poteau central

Tab.II.15 Descente des charges du poteau central

N du niveau	Élément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse			190.69	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	27.32	1		27.32
	Poids du poteau			52.59	
	Total			287.65	27.32
N ₁	Venant de N ₀			287.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	1		59
	Total			535.65	86.32
N ₂	Venant de N ₁			535.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.95		112.1
	Total			783.65	139.42
N ₃	Venant de N ₂			783.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.9		159.3
	Total			1031.65	186.62
N ₄	Venant de N ₃			1031.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.85		200.6
	Total			1279.65	227.92
N ₅	Venant de N ₄			1279.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	

	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.8		236
	Poids du poteau			52.59	
	Total			1527.65	263.32
N ₆	Venant de N ₅			1527.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.75		265.5
	Poids du poteau			52.59	
	Total			1775.65	292.82
N ₇	Venant de N ₆			1775.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.71		293.23
	Poids du poteau			52.59	
	Total			2023.65	320.55
N ₈	Venant de N ₇			2023.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.68		320.96
	Poids du poteau			52.59	
	Total			2271.65	348.28
N ₉	Venant de N ₈			2271.65	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.66		350.46
	Poids du poteau			105.19	
	Total			2572.25	377.78
N ₁₀	Venant de N ₉			2572.25	
	Plancher étage			151.04	
	P. Transversale			28.97	
	P. Longitudinale			15.4	
	Charge d'exploitation	59	0.65		383.5
	Poids du poteau			43.03	
	Total			2810.69	410.82

II.8.2.6 Dimensionnement de la section du poteau central

D'après l'article B.8.1,1 du BAEL91, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.

- Niveaux (Sous-Sol , RDC) (N₂₁)

$$N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q) = 1.15 \times (1.35 \times 2810.69 + 1.5 \times 410.82) = 5072.26 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 24.18 \Rightarrow \alpha = 0.7759 \Rightarrow B_r \geq 0.058 N_u ; N_u = 5.072 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.297 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.75 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.75 - 0.02) = 0.73(h - 0.02) \geq 0.297 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.42 \text{ m}$$

On prend **h = 0.75 m**

$$B_r = (0.75 - 0.02)(0.75 - 0.02) = 0.533 \text{ m}^2 > 0.297 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

$$N_u = 5072.26 \text{ KN} < N_{ult} = 9095.27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 75 > 25 \text{ (cm)} \\ 75 > \frac{748}{20} = 37.4 \text{ (cm)} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)} \\ \frac{1}{4} < \frac{75}{75} = 1 < 4 \end{cases}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 75 \times 75 \text{ cm}^2$

- Niveaux (1, 2 et 3) (N₁₇)

$$N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q) = 1.15 \times (1.35 \times 2271.65 + 1.5 \times 348.28) = 4127.52 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 12.95 \Rightarrow \alpha = 0.8273 \Rightarrow B_r \geq 0.054 N_u ; N_u = 4.127 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.226 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.7 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.7 - 0.02) = 0.68(h - 0.02) \geq 0.226 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.35 \text{ m}$$

On prend **h = 0.7 m**

$$B_r = (0.7 - 0.02)(0.7 - 0.02) = 0.462 \text{ m}^2 > 0.226 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

$$N_u = 4127.52 \text{ KN} < N_{ult} = 8415.01 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 70 > 25 \text{ (cm)} \\ 70 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}) \\ \frac{1}{4} < \frac{70}{70} = 1 < 4 \end{cases}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 70 \times 70 \text{ cm}^2$

- Niveaux (4, 5 et 6) (N₁₁)

$$N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q) = 1.15 \times (1.35 \times 1527.65 + 1.5 \times 263.32) = 2825.9 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 13.95 \Rightarrow \alpha = 0.8238 \Rightarrow B_r \geq 0.055 N_u ; N_u = 2.825 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.156 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.65 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.65 - 0.02) = 0.63(h - 0.02) \geq 0.156 \text{ m}^2 \Rightarrow h \geq 0.27 \text{ m}$$

On prend **h = 0.65 m**

$$B_r = (0.65 - 0.02)(0.65 - 0.02) = 0.397 \text{ m}^2 > 0.156 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

$$N_u = 2825.9 \text{ KN} < N_{ult} = 7192.35 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 65 > 25 \text{ (cm)} \\ 65 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}) \\ \frac{1}{4} < \frac{65}{65} = 1 < 4 \end{cases}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 65 \times 65 \text{ cm}^2$

- Niveaux (7, 8 et 9) (N₅)

$$N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q) = 1.15 \times (1.35 \times 783.65 + 1.5 \times 139.42) = 1457.12 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\lambda = 15.11 \Rightarrow \alpha = 0.8194 \Rightarrow B_r \geq 0.055N_u ; N_u = 1.457 MN$$

$$B_r \geq 0.080 m^2$$

On a $B_r = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on fixe : **b = 0.6 m**

$$B_r = (h - 0.02)(0.6 - 0.02) = 0.58(h - 0.02) \geq 0.080 m^2 \Rightarrow h \geq 0.16 m$$

On prend **h = 0.6 m**

$$B_r = (0.6 - 0.02)(0.6 - 0.02) = 0.336 m^2 > 0.080 m^2 \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

$$N_u = 1457.12 KN < N_{ult} = 6063.58 KN \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

Vérification vis-à-vis du RPA99/v2003

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h > 25 \text{ cm} \\ b > \frac{h_c}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 60 > 25 \text{ (cm)} \\ 60 > \frac{374}{20} = 18.7 \text{ (cm)} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}) \\ \frac{1}{4} < \frac{60}{60} = 1 < 4 \end{cases}$$

⇒ Donc, on adopte la section $b \times h = 60 \times 60 \text{ cm}^2$

Tab.II.16 Résultats du pré dimensionnement du poteau central

Niveau	N_u	Section min	B_r	b	h
Sous-Sol, RDC	5072.26	0.297	0.532	0.75	0.75
1, 2, 3	4127.51	0.226	0.462	0.70	0.70
4, 5, 6	2825.90	0.155	0.396	0.65	0.65
7, 8, 9	1457.11	0.080	0.336	0.60	0.60

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements, et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments qui comportent notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais qui sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique algérien RPA99/v2003.

III.2 Acrotère

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse en formant une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera à la flexion composée soumise à un effort normal dû à son poids propre G et à un moment dû à la surcharge d'exploitation Q .

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

III.2.2 Dimensionnement

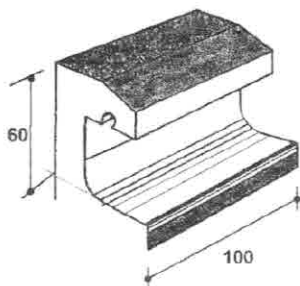


Fig.III.1 Schéma descriptif acrotère

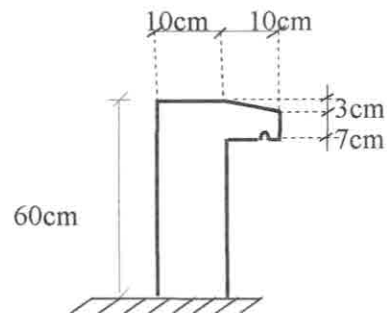


Fig.III.2 Coupe transversale acrotère

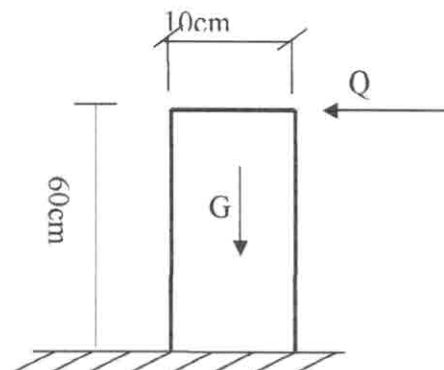


Fig.III.3 Schéma statique acrotère

III.2.3 Principe de calcul

Le calcul de fera pour une bande de 1 ml.

III.2.3.1 Evaluation des charges

- **Charge permanente**

$$S = 0.6 \times 0.1 + 0.03 \times 0.1/2 + 0.07 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation**

De la main courante de personne : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.3.2 Détermination de l'effort du au séisme

D'après l'article 6.2.3 du RPA99/v2003, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule qui suit :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone (voir tableau 6.1 de RPA)

C_p : facteur de force horizontale

W_p : poids de l'acrotère

$$A = 0.15 \quad C_p = 0.80 \quad W_p = 1.71 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1.71 \Rightarrow F_p = 0.82 \text{ KN/ml}$$

$$M_{Fp} = F_p \times y_g = 0.82 \times 0.3 = 0.246 \text{ KN.ml}$$

$$T_{Fp} = F_p = 0.82 \text{ KN.}$$

Tab.III.1 Résultats du calcul de F_p

	G	Q	F_p
N (KN/ml)	1.71	0	0
M (KN.ml)	0	0.6	0.246
T (KN/ml)	0	1	0.82

On a : $F_p < Q$, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du 2^e cas qui sont :

- Poids propre : $N_g = 1.71 \text{ KN/ml}$
- Surcharge : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Moment : $M_q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $T_q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.4 Calcul des sollicitations

- **Etat limite ultime**

$$N_u = 1.35 N_g = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.ml}$$

$$T_u = 1.5 T_q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

- **Etat limite service**

$$N_{ser} = N_g = 1.71 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_q = 0.6 \text{ KN.ml}$$

$$T_{ser} = T_q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.5 Ferrailage

III.2.5.1 Etat limite ultime

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = M_u / N_u = 0.9 / 2.31 = 0.389 \text{ m} \Rightarrow e_0 = \mathbf{38.96 \text{ cm}}$$

$$e_1 = h_i / 6 = 10 / 6 = 1.67 \Rightarrow e_1 = \mathbf{1.67 \text{ cm}}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

D'après l'article A.4.3,5 du BAEL91, dans le cas d'une flexion composée avec compression apparaît un risque de flambement, donc on doit majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

- **Vérification au flambement**

La hauteur de l'acrotère ($h = 60 \text{ cm}$) et l'effort normal centré appliqué (charge équivalente au poids propre de l'acrotère) sont relativement faible.

Il n'est donc pas nécessaire de vérifier le flambement.

\Rightarrow Pas de risque de flambement.

- **L'excentricité additionnelle**

D'après l'article A.4.3,5 du BAEL91 :

$$e_a = \max (2 \text{ cm} , L / 250) = \max (2 \text{ cm} , 60 / 250) = \max (2 , 0.24) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = 3l_f^2 \times \frac{1}{10000 h} \times (2 + \alpha\phi)$$

$$\begin{cases} l_f = 2 \times h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} \text{ (poteau libre à une extrémité et encastré à l'autre)} \\ \alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q + M_{fp}} = 0 \\ \phi = 2 \end{cases}$$

$$e_2 = 3 \times (1.2)^2 \times \frac{1}{10000 \times 0.6} \times (2 + 2 \times 0) \Rightarrow e_2 = 0.144 \text{ cm}$$

$$e = 38.96 + 2 + 0.144 \Rightarrow e = \mathbf{41.1 \text{ cm}}$$

Les sollicitations de calcul à l'état limite ultime deviennent :

$$\begin{cases} N_u = 2.31 \text{ KN/ml} \\ M_u = N_u \times e = 2.31 \times 0.411 = 0.9494 \text{ KN.ml} \\ T_u = 1.2 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment :

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 0.9494 + 2.31(0.07 - 0.1 / 2)$$

D'après l'article A.7.1 de BAEL91, les parois soumises à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore au contact d'un liquide, l'enrobage minimal a été porté à 3 cm.

$$d = 10 - 3 = 7 \text{ cm} \text{ (fissuration nuisible)}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M_{uA} = 0.9956 \text{ KN.ml}}$$

Suivant l'organigramme du BAEL à la flexion simple :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.9956}{1 \times (0.07)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0143 \\ \mu_{tu} = 0.186 \end{cases}$$

$\mu_{lu} = 0.186$: est la valeur du moment ultime réduit à partir de laquelle commence l'allongement des armatures.

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2 \text{ (section simplement armée)}$$

> **Méthode simplifiée**

$$\alpha = 0.018 \quad \text{et} \quad \beta = 0.9930$$

$$A_{u1} = \frac{M_{uA}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{0.9956 \times 10^6}{0.9930 \times 348 \times 70} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N / \sigma_s = 0.41 - \frac{2.31 \times 10^3}{348} \Rightarrow \mathbf{A = 0.34 \text{ cm}^2}$$

III.2.5.1 Etat limite service

$$\begin{cases} N_{ser} = 1.71 \text{ KN/ml} \\ M_{ser} = 0.6 \text{ KN.ml} \\ T_{ser} = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.71 = 0.3508 \text{ m} = 35.08 \text{ cm}$$

$$M_{serA} = M_{ser} + N_{ser} (d - h / 2)$$

$$M_{serA} = 0.6 + 1.71 (0.07 - 0.1 / 2) \Rightarrow \mathbf{M_{serA} = 0.6342 \text{ KN.ml}}$$

$$0.3508 > 0.0166 \Rightarrow e_0 > h/6 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

D'après le BAEL91/99, on doit résoudre l'équation suivante :

$$\text{Contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max \left(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ty}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$y = \alpha \times d = 0.036 \text{ m}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.07 \left(1 - \frac{0.527}{3} \right) = 0.057 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{serA}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.6342}{0.057 \times 201.63} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{st} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.55 - \frac{1.71 \times 10}{201.63} = 0.46 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = \frac{0.23 b d f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 70 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte finalement : } A_s = \max(A_s, A_s^{\min}) = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le choix des barres : } \mathbf{A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

• **Calcul des armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA8** , ce qui correspond à : $A_r = 1.51 \text{ cm}^2$

• **L'espaceur maximal**

On tient compte des règles de conception. L'épaisseur de l'élément (acrotère) est faible ($e = 10 \text{ cm}$), on va essayer de minimiser l'espaceur des barres.

Dans le sens le plus sollicité : $s_t \leq \min[3h, 33] = \min[3 \times 10, 33] = 30 \text{ cm}$

Soit : $s_t = 25 \text{ cm}$

Dans le sens le moins sollicité : $s_t \leq \min[4h, 45] = \min[4 \times 10, 45] = 40 \text{ cm}$

Soit : $s_t = 33 \text{ cm}$

• **Vérification au cisaillement**

D'après l'article A.5.1.2.1.1 du CBA93 (fissuration nuisible).

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right] = \min [2.5, 5] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{b_0 d}, \quad V_{u_{\max}} = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.0015 / (1 \times 0.07) = 0.0214 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

Remarque

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère, donc on adopte la même section pour la zone comprimée.

Soit : $A'_s = A_s$

III.2.6 Schéma de ferrailage

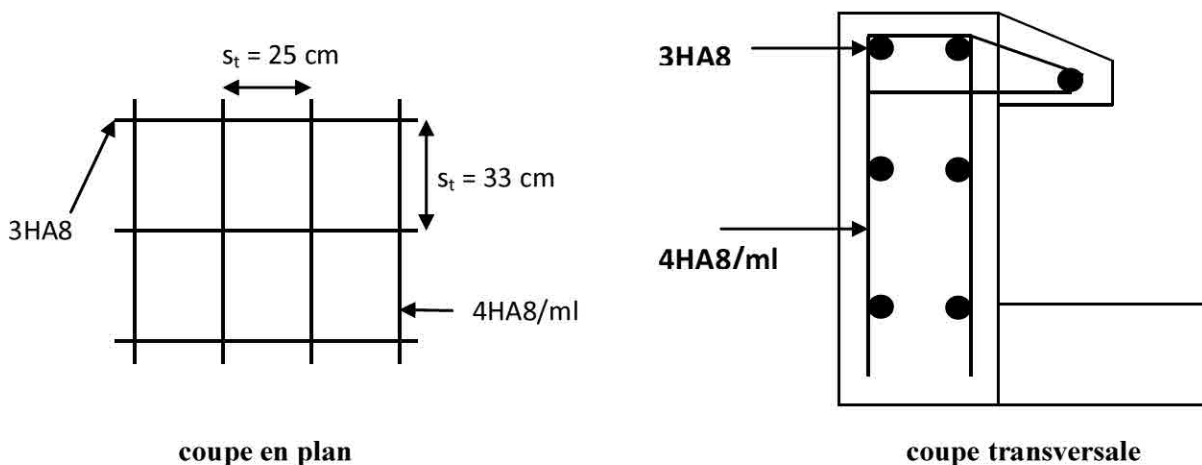


Fig.III.4 Schéma de ferrailage acrotère

III.3 Escaliers

III.3.1 Définition

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre. Constitués de dalles inclinées (paillasse) et de dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.

Pour notre construction, on a deux types d'escalier :

- > Escalier à deux volées (à paillasse adjacente).
- > Escalier à trois volées.

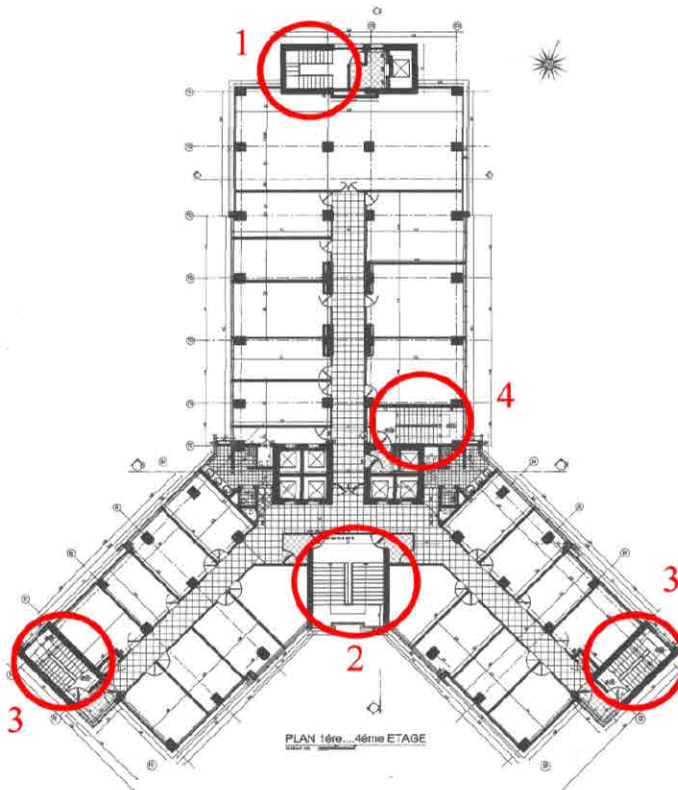


Fig.III.5 Représentation des escaliers

III.3.2 Calcul des escaliers

III.3.2.1 Escalier type 1

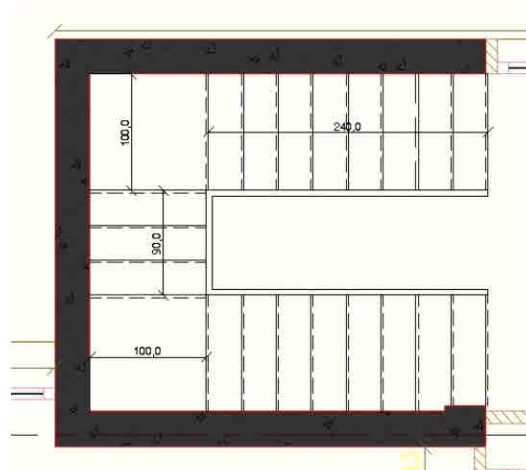


Fig.III.6 Vue en plan de l'escalier type 1

Le schéma statique de cet escalier sera une console encastrée au niveau d'un voile, avec une portée de **1 m** (emmarchement).

Pour une poutre en console : $M_u = ql^2/2$.

On a la combinaison à l'ELU :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$ pour 1 ml.

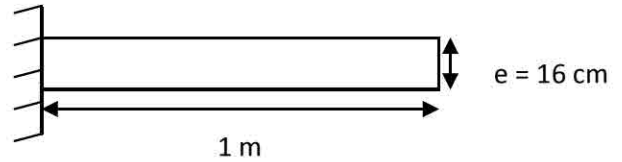


Fig.III.7 schéma statique de la console T1

Tab.III.2 Résultats du calcul des moments de la console T1

		G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q _u (KN/ml)	L (m)	M _u (KN.ml)
T1	paillasse	5.62	4	13.58	1	6.79
	palier	7.49	4	16.11	1	8.05

Calcul des armatures longitudinales

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$b = 1 \text{ ml} = 100 \text{ cm}$$

$$d = e - c - \frac{\phi}{2} = 16 - 2 - \frac{1}{2} = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

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

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Les résultats dans sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.3 Résultats du calcul de ferrailage de la console T1

Section	G (KN)	Q (KN)	q _u (KN)	L (m)	M _u (KN/m)	μ	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{adopt} (cm ²)
paillasse	5.62	4	13.58	1	6.79	0.026	0.033	13.320	1.46	1.63	4HA8	2.01
palier	7.49	4	16.11	1	8.05	0.031	0.040	13.287	1.74	1.63	4HA8	2.01

• **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(3 \times 16; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ (vérifiée)}$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA8 = 1.51 cm².

$$S_l \leq \min(3h; 45) \text{ cm} = \min(3 \times 16; 33) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$S_l = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}, \text{ avec : } V_u \text{ l'effort tranchant maximal sur appuis}$$

Paillasse : $V_u = q_u \times L = 13.58 \times 1 = 13.58 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{13.58 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.102 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

Palier : $V_u = q_u \times L = 16.11 \times 1 = 16.11 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{16.11 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.119 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

• **Vérification des contraintes du béton à l'ELS**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

Tab.III.4 Contrainte du béton de la console T1

	b (cm)	d (cm)	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	condition
paillasse	100	13.5	4.81	2.56	4167.68	2.96	15	vérifiée
palier	100	13.5	5.75	2.56	4167.68	3.54	15	vérifiée

• **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{100} = 0.16 > 0.0625 \\ \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0015 < 0.0105 \dots\dots\dots (\text{vérifiée}) \\ \frac{16}{100} = 0.16 > 0.1 \end{array} \right.$$

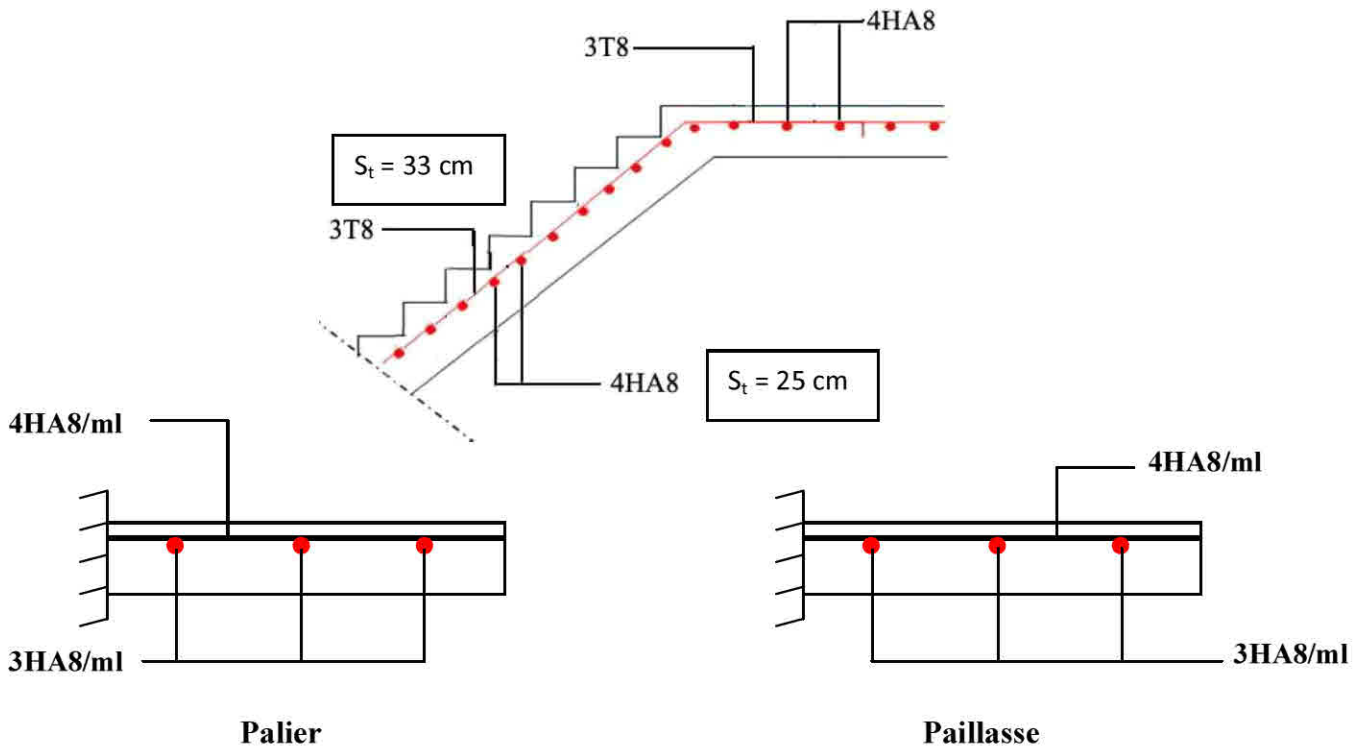


Fig.III.8 Schéma de ferrailage de l'escalier T1

III.3.2.2 Escalier type 2

Le schéma statique de cet escalier sera une console encastrée au niveau d'un voile, avec une portée de 2 m pour la paillasse, et une dalle encastrée aux deux extrémités pour le palier.

Pour une poutre en console : $M_u = ql^2/2$.

On a la combinaison à l'ELU :

$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots$ pour 1 ml

Tab.III.5 Résultats du calcul des moments de la console T2

		G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q _u (KN/ml)	L (m)	M _u (KN.ml)
T2	paillasse	5.62	4	13.58	2	27.17
	palier (appuis)	7.49	4	16.11	5.2	36.3
	palier (travée)	7.49	4	16.11	5.2	18.15

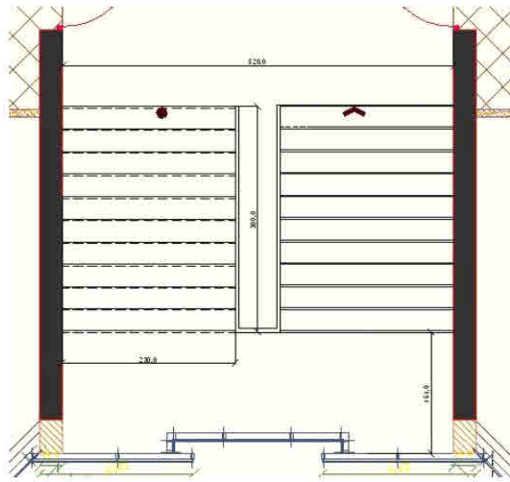


Fig.III.10 Vue en plan de l'escalier type 2

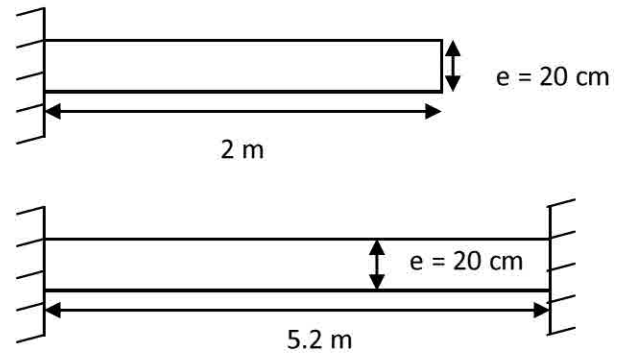


Fig.III.9 schéma statique de l'escalier T2

• Calcul des armatures longitudinales

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$b = 1ml = 100 \text{ cm}$$

$$d = e - c - \frac{\phi}{2} = 20 - 2 - \frac{1}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

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

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17.5 \times 2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Tab.III.6 Résultats du calcul de ferrailage de la console T2

Section	G	Q	q _u	L	M _u	μ	α	z	A _s	A _{min}		A _{adopt}
paillasse	5.62	4	13.58	2	27.17	0.105	0.139	16.527	4.72	2.11	5HA12	5.65
palier (appuis)	7.49	4	16.11	5.2	36.3	0.0502	0.0645	16.56	6.30	2.05	6HA12	6.79
palier (travée)	7.49	4	16.11	5.2	18.15	0.0251	0.0318	16.78	3.11	2.05	6HA12	6.79

• Espacement maximal

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(3 \times 20; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{vérifiée})$$

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm².

$$S_i \leq \min(3h; 45) \text{ cm} = \min(3 \times 20; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$S_i = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{ vérifiée })$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}, \text{ avec : } V_u \text{ l'effort tranchant maximal sur appuis}$$

Paillasse : $V_u = q_u \times L = 27.16 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{27.16 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{ vérifiée })$$

Palier : $V_u = q_u \times L/2 = 41.88 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{41.88 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0.239 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{ vérifiée })$$

• **Vérification des contraintes du béton à l'ELS**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

Tab.III.7 Contrainte du béton de T2

	b (cm)	d (cm)	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	condition
paillasse	100	17.5	19.24	4.66	17345.51	5.17	15	vérifiée
palier (appuis)	100	17.5	25.89	16.98	163562	2.69	15	vérifiée
palier (travée)	100	17.5	12.94	16.98	163562	1.34	15	vérifiée

• **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

Pour la paillasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{200} = 0.1 > 0.0625 \\ \frac{6.16}{100 \times 17.5} = 0.0035 < 0.0105 \text{ (vérifiée)} \\ \frac{20}{200} = 0.1 \geq 0.1 \end{array} \right.$$

Pour le palier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{520} = 0.038 < 0.0625 \\ \frac{6.79}{100 \times 17.5} = 0.0038 < 0.0105 \\ \frac{20}{520} = 0.038 < 0.1 \end{array} \right. \text{ (non vérifiée)}$$

Vérification de la flèche du palier

D'après l'article B.6.5 du BAEL91, la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Les résultats suivants sont extraits du logiciel de calcul SOCOTEC :

$$L = 5.2 \text{ m} > 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{520}{1000} = 10.2 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 9.956 \text{ mm} < \bar{f} = 10.2 \text{ mm} \text{ (vérifiée)}$$

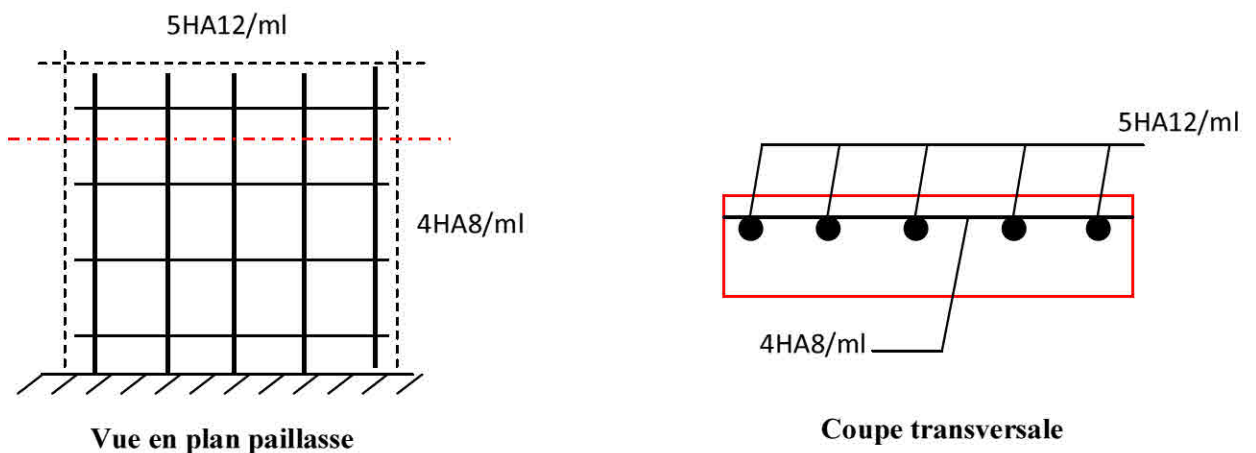


Fig.III.11 Schéma de ferrailage de la paillasse T2

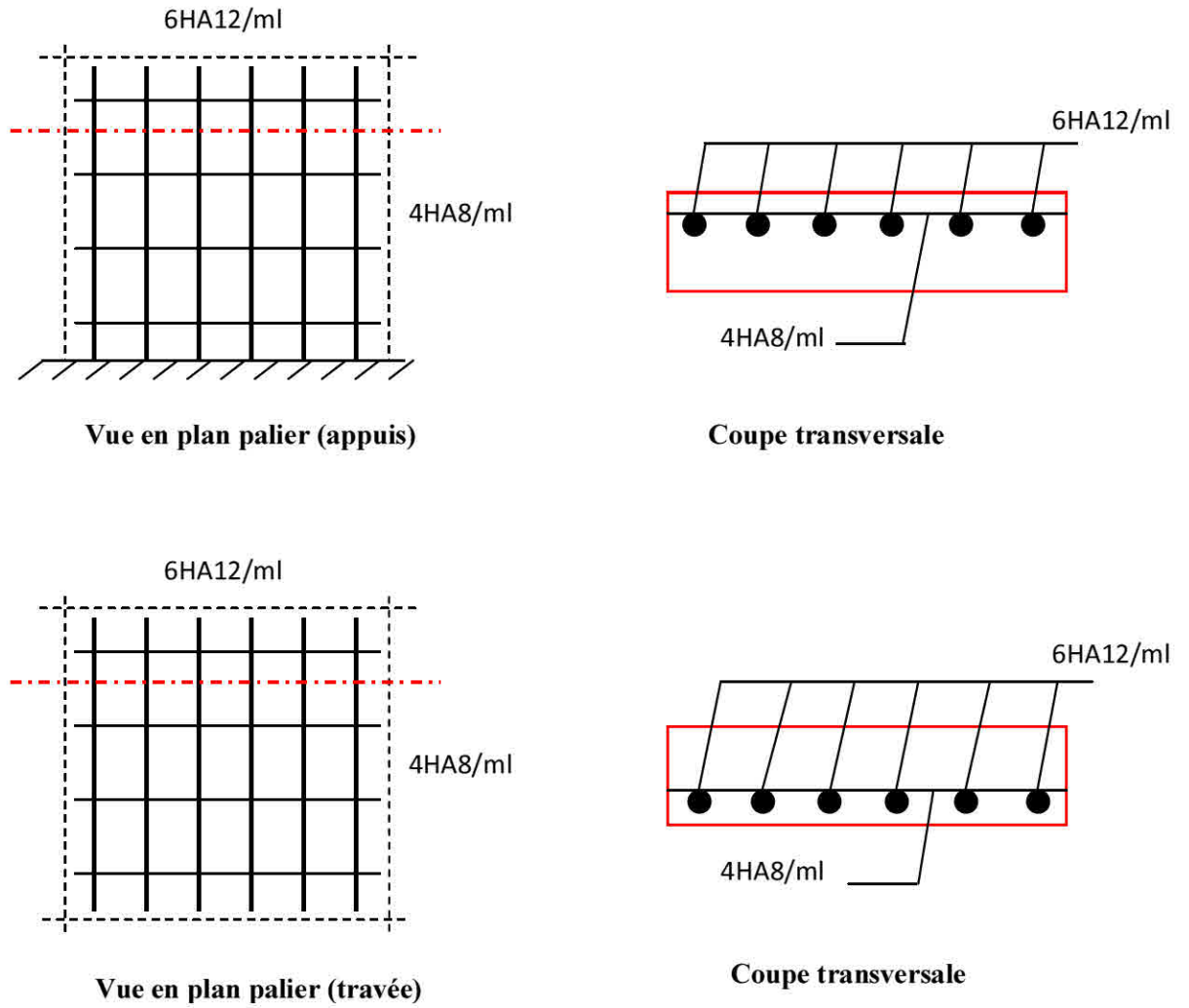


Fig.III.12 Schéma de ferrailage du palier T2

III.3.2.3 Escalier type 3

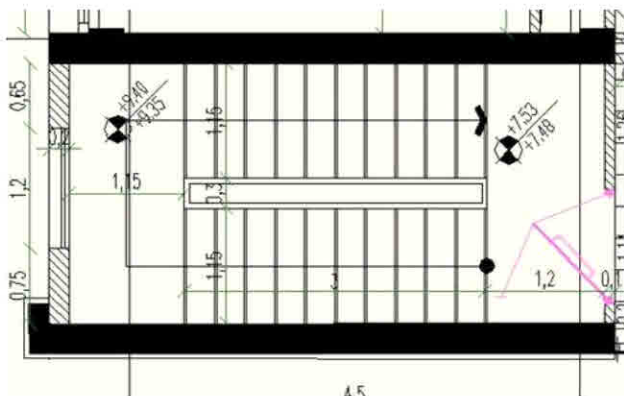


Fig.III.14 Vue en plan de l'escalier type 3

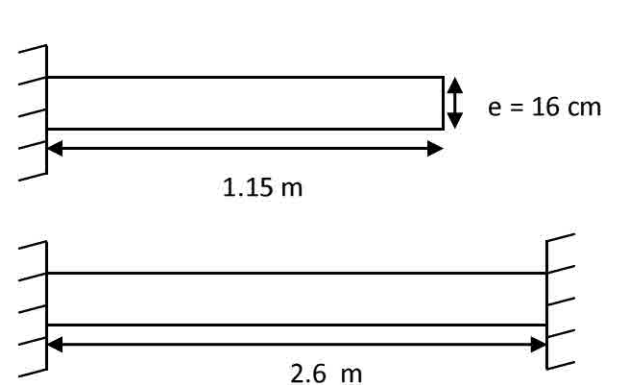


Fig.III.13 schéma statique de l'escalier T3

Le schéma statique de cet escalier sera une console encastree au niveau d'un voile, avec une portee de **1.15 m**.

Pour une poutre en console : $M_u = ql^2/2$.

On a la combinaison à l'ELU :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$ pour 1 ml.

Tab.III.8 Résultats du calcul des moments de la console T3

		G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q _u (KN/ml)	L (m)	M _u (KN.ml)
T3	paillasse	5.62	4	13.58	1.15	8.98
	palier (appuis)	7.49	4	16.11	2.6	9.07
	palier (travée)	7.49	4	16.11	2.6	4.53

• **Calcul des armatures longitudinales**

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

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

$$b = 1 \text{ ml} = 100 \text{ cm}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$d = e - c - \frac{\phi}{2} = 16 - 2 - \frac{1}{2} = 13.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Tab.III.9 Résultats du calcul de ferrillage de la console T3

Section	G	Q	q _u	L	M _u	μ	α	z	A _s	A _{min}		A _{adopt}
paillasse	5.62	4	13.58	1.15	8.98	0.035	0.044	13.26	1.94	1.63	5HA8	2.51
palier (appuis)	7.49	4	16.11	2.6	9.07	0.041	0.053	13.21	2.31	1.63	4HA8	2.01
palier (travée)	7.49	4	16.11	2.6	4.53	0.0199	0.0252	13.36	1.95	1.63	4HA8	2.01

• **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(3 \times 16; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ (vérifiée)}$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA8 = 1.51 cm².

$$S_t \leq \min(3h; 45) \text{ cm} = \min(3 \times 16; 33) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \text{ (vérifiée)}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}, \text{ avec : } V_u \text{ l'effort tranchant maximal sur appuis}$$

Paillasse : $V_u = q_u \times L = 15.62 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{15.62 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.116 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{ vérifiée })$$

Palier : $V_u = q_u \times L/2 = 20.94 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{20.94 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{ vérifiée })$$

• **Vérification des contraintes du béton à l'ELS**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

Tab.III.10 Contrainte du béton de la console T3

	b (cm)	d (cm)	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	condition
paillasse	100	13.5	8.98	13.47	5041.91	5.05	15	vérifiée
palier (appuis)	100	13.5	6.47	13.46	93952	0.93	15	vérifiée
palier (travée)	100	13.5	3.23	13.46	93952	0.46	15	vérifiée

• **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

Pour la paillasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{115} = 0.139 > 0.0625 \\ \frac{2.51}{100 \times 13.5} = 0.0019 < 0.0105 \dots\dots\dots (\text{ vérifiée }) \\ \frac{16}{115} = 0.139 > 0.1 \end{array} \right.$$

Pour le palier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{115} = 0.139 > 0.0625 \\ \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0014 < 0.0105 \\ \frac{16}{115} = 0.139 > 0.1 \end{array} \right. \dots\dots\dots (v\u00e9rifi\u00e9e)$$

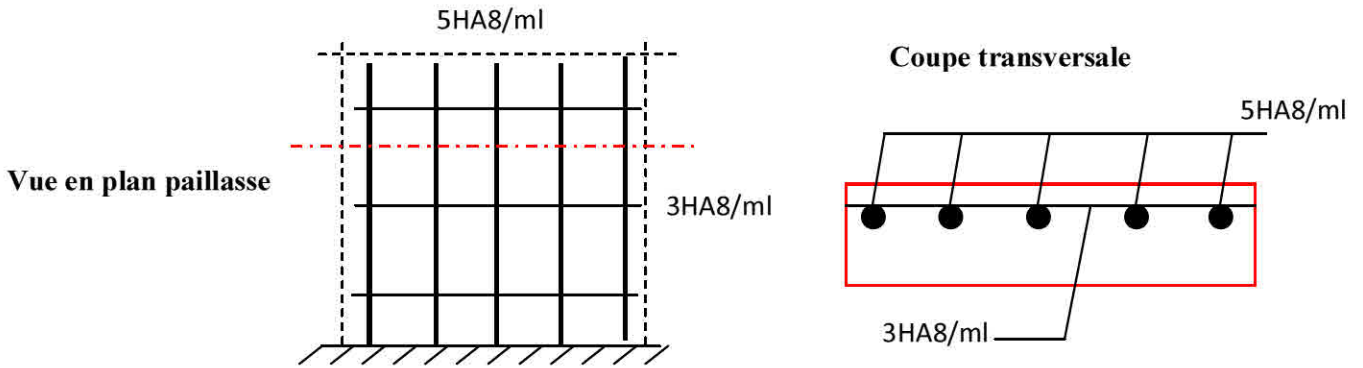


Fig.III.15 Sch\u00e9ma de ferrailage de la paillasse T3

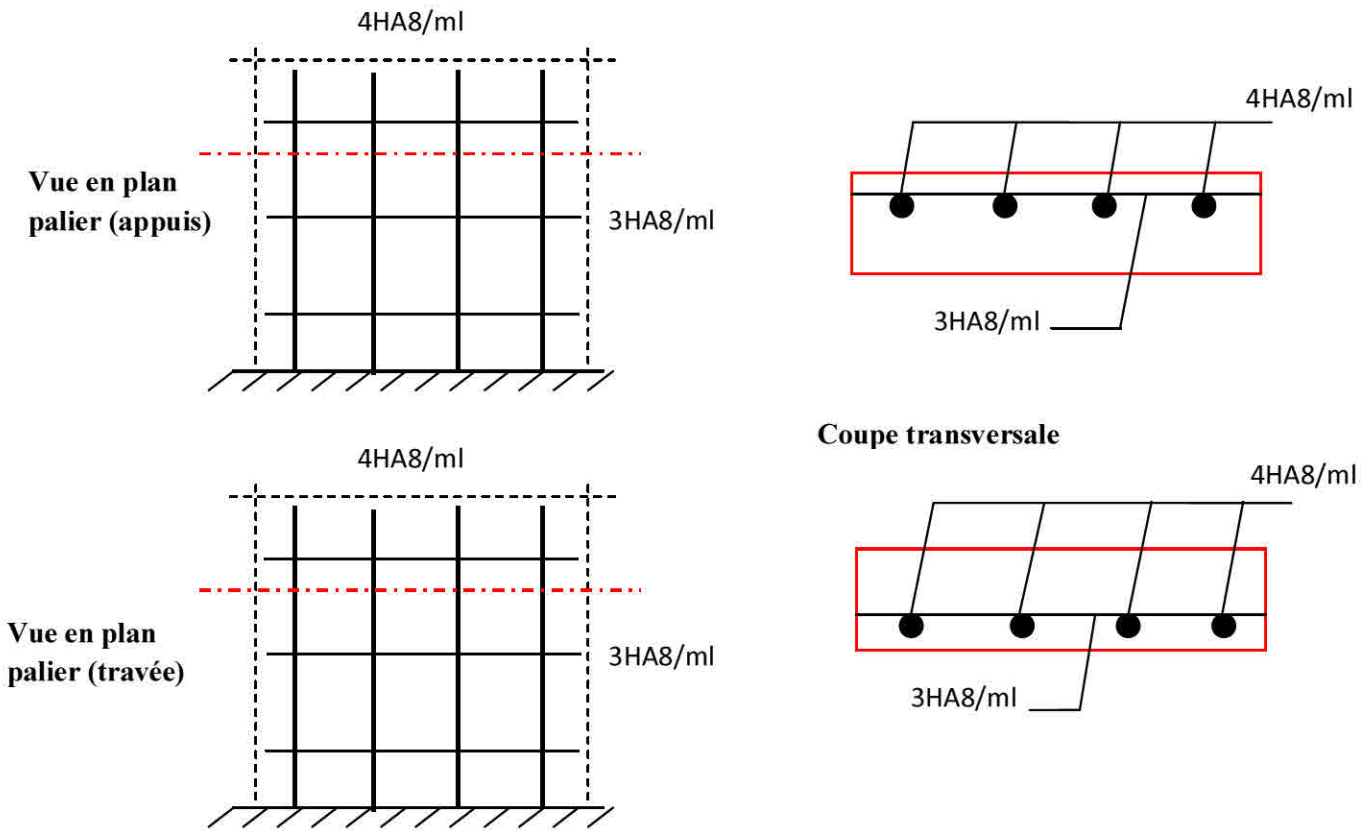
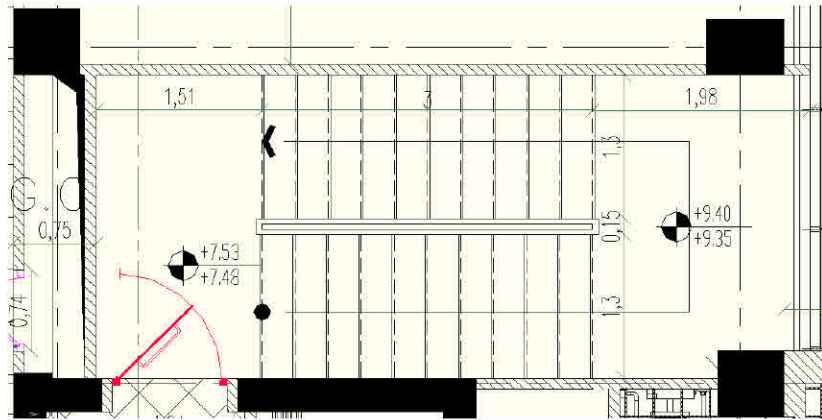


Fig.III.16 Sch\u00e9ma de ferrailage du palier T3

III.3.2.4 Escalier type 4



FigIII.17 Vue en plan de l'escalier type 4

- **Calcul des sollicitations**

Paillasse : $G = 7.49 \text{ KN/ml}$, $Q = 4 \text{ KN/ml}$

Palier : $G = 5.62 \text{ KN/ml}$, $Q = 4 \text{ KN/ml}$



FigIII.18 Schéma statique de l'escalier T4

La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{q_1 \times 2 + q_2 \times 3}{2 + 3}$

$$q_{eq} = \frac{5.62 \times 2 + 7.49 \times 3}{5} = 6.74 \text{ KN / ml}$$

Remarque : Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- **A l'état limite ultime :** $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

$$q_u = 1.35 \times 6.74 + 1.5 \times 4 = 15.1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = 15.1 \times 5^2 / 8 = 47.18 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 40.1 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = 0.4 M_0 = 18.87 \text{ KN.ml}$$

- **A l'état limite de service :** $q_s = G + Q$

$$q_s = 6.74 + 4 = 10.74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = 10.74 \times 5^2 / 8 = 33.56 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 28.52 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = 0.4 M_0 = 13.42 \text{ KN.ml}$$

- **Armatures longitudinales**

Le calcul des armatures longitudinales se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1 ml, avec une section (b×h) = (100×16) cm²

Tab.III.11 Différents coefficients pour le calcul du ferrailage de l'escalier T4

f_{c28} (MPa)	θ	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	0.135	14.2	400	348

$$d = e - c - \frac{\phi}{2} = 16 - 2 - \frac{1}{2} = 13.5 \text{ cm}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \\ A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \end{array} \right.$$

Tab.III.12 Résultats de calcul du ferrailage de l'escalier T4

Section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	100	13.5	40.103	0.155	0.212	12.357	1.63	9.326	5HA16=10.05
Appuis	100	13.5	18.872	0.073	0.095	12.988	1.63	4.175	4HA12=4.52

• **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min(3h; 33) = \min(3 \times 16; 33) = 33 \text{ cm}$$

En travée : S_t = 100/5 = 20 cm < 33 cm (vérifiée)

En appuis : S_t = 100/4 = 25 cm < 33 cm (vérifiée)

• **Armatures de répartition**

En travée : A_r = A_s/4 = 2.51 cm² ⇒ on adopte : 5HA8 = 2.51 cm² , S_t = 20 cm

En appuis : A_r = A_s/4 = 1.13 cm² ⇒ on adopte : 4HA8 = 2.01 cm² , S_t = 25 cm

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} , \text{ avec : } T_u \text{ l'effort tranchant maximal sur appuis}$$

$$T_u = ql/2 = 15.1 \times 5/2 = 37.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37.75 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.279 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (vérifiée)

• **Vérification des contraintes du béton à l'ELS**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

Tab.III.13 Contrainte du béton de la console T4

	b (cm)	d (cm)	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	condition
paillasse	100	13.5	18.872	3.65	8199.02	8.41	15	vérifiée
palier	100	13.5	40.103	5.05	15056.85	13.45	15	vérifiée

• **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{500} = 0.032 < 0.0625 \\ \frac{10.05}{100 \times 13.5} = 0.007 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{(non vérifiée)} \\ \frac{16}{500} = 0.032 < 0.085 \end{array} \right.$$

• **Calcul de la flèche**

D'après l'article B.6.5 du BAEL91, la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

- f_{gi}, f_{gv} : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : la flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser L/500

On a : $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$, $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$

La position de l'axe neutre : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$,
avec : A' = 0 , A = 10.05 cm² et y = 5.05 cm

Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta [A_s (d - y)^2]$$
 , avec :

y : position de l'axe neutre.

η : coefficient d'équivalence qui est égale à 15.

Moment d'inertie de la section homogène réduite « I_0 »

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right) + 15A_s(d - V)^2 \quad \lambda_p = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s d\right) / (bd + 15A_s) \quad \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{5\rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = E_i / 3$$

Tab.III.14 Les différentes valeurs nécessaire pour le calcul de la flèche de l'escalier T4

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (MPa)	λ _v (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
5.05	15056.845	9.885	201783.775	0.007	2.821	1.128	32164.195	10721.398

• **Flèche due à l'ensemble des charges permanentes « f_{gv} , f_{gi} »**

La combinaison : $q = G$ pour 1ml

- Paillasse : $q_1 = 5.62$ KN/ml

- Palier : $q_2 = 7.49$ KN/ml

$$q_{eq} = \frac{5.62 \times 2 + 7.49 \times 3}{5} = 6.74 \text{ KN / ml}$$

$$M_0 = q_{eq} l^2 / 8 = 21.06 \text{ KN.ml} \Rightarrow M_s = 0.85M_0 = 17.9 \text{ KN.ml}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = \frac{15 \times 17.9 \times 10^3 (13.5 - 5.05)}{15056.845} = 150.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.442$$

$$\begin{cases} I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 98758.97 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 148072.93 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{gi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fg}} = 1.41 \text{ mm} \\ f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}} = 2.82 \text{ mm} \end{cases}$$

• **Flèche instantanée due à j « f_{ji} »**

j : charge permanente avant la mise en place du revêtement

- Paillasse : $q_1 = 5.87$ KN/ml

- Palier : $q_2 = 4$ KN/ml

$$\text{La charge équivalente : } q_{eq} = \frac{4 \times 2 + 5.87 \times 3}{5} = 5.12 \text{ KN / ml}$$

$$M_0 = q_{eq} l^2 / 8 = 16 \text{ KN.ml} \Rightarrow M_s = 0.85M_0 = 13.6 \text{ KN.ml}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = \frac{15 \times 13.6 \times 10^3 (13.5 - 5.05)}{15056.845} = 114.51 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.333$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_t \mu} = 114447.5187 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.92 \text{ mm}$$

• **Flèche due à G+Q « f_{pi} »**

$$q_{eq} = 6.48 + 4 = 10.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = (q_{eq} l^2) / 8 = 32.75 \text{ KN.ml} \Rightarrow M_{pi} = 0.85 M_0 = 27.84 \text{ KN.ml}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{pi} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 27.84 \times 10^3 (13.5 - 5.05)}{15056.84} = 234.39 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.595$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_t \mu} = 82848.22 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fp}} = 2.61 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 2.82 - 0.92 + 2.61 - 1.41 = 3.1 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 3.1 \text{ mm}$$

On a les conditions :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq L / 500 \\ \bar{f} \leq 0.5 + L / 1000 \end{cases} \text{ si } \begin{cases} L \leq 5 \text{ m} \\ L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$L = 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 3.1 \text{ mm} < \bar{f} = 10 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

III.3.3 Etude de la poutre palière de l'escalier type 4

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Elle est partiellement encastree à ses extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, en plus de l'action du poids de la paillasse et du palier.

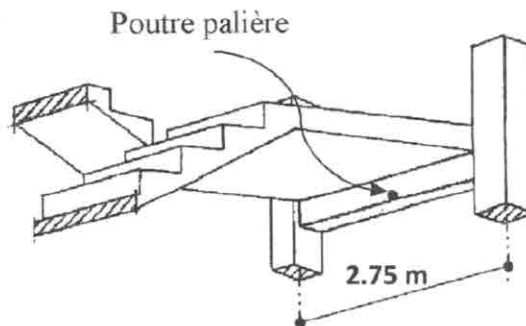


Fig.III.19 La poutre palière

III.3.3.1 Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement des poutres s'effectue à partir des conditions suivantes :

D'après le BAEL :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 15.33 \text{ cm} \leq h \leq 27.5 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

D'après le RPA99 :

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 > 30(\text{cm})$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 35 > 20(\text{cm})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.28 < 4$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

L : la portée de la poutre

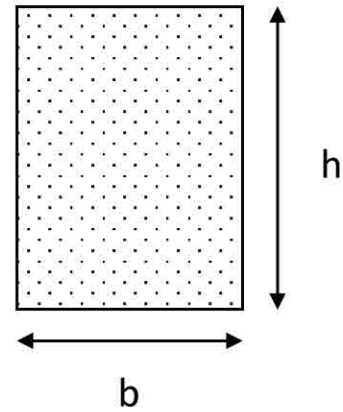


Fig.III.20 Section d'une poutre

Donc, on opte pour une section : $b \times h = (35 \times 45) \text{ cm}^2$

• **Calcul des sollicitations à l'ELU**

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 \times 0.45 \times 25 = 3.93 \text{ KN / ml}$

Poids propre de la paillasse : $R = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.48 \times 5}{2} = 16.2 \text{ KN / ml}$

Poids du mur : $G_{mur} = 1.42 \times 3.31 = 4.7 \text{ KN / ml}$

Donc : $q_u = 1.35(G_p + R + G_{mur}) = 1.35(3.93 + 16.2 + 4.7) = 33.52 \text{ KN / ml}$

Moment en travée : $M_t = ql^2/24 = 33.52 \times (2.75)^2/24 = 10.56 \text{ KN.ml}$

Moment en appuis : $M_a = ql^2/12 = 21.12 \text{ KN.ml}$

• **Calcul des sollicitations à l'ELS**

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 \times 0.45 \times 25 = 3.93 \text{ KN / ml}$

Poids propre de la paillasse : $R = \frac{q_{ser} \times L}{2} = \frac{6.48 \times 5}{2} = 16.2 \text{ KN / ml}$

Poids du mur : $G_{mur} = 1.42 \times 3.31 = 4.7 \text{ KN / ml}$

Donc : $q_{ser}^{tot} = G_p + R + G_{mur} = 3.93 + 16.2 + 4.7 = 24.83 \text{ KN / ml}$

Moment en travée : $M_t = ql^2/24 = 24.83 \times (2.75)^2/24 = 7.82 \text{ KN.ml}$

Moment en appuis : $M_a = ql^2/12 = 15.64 \text{ KN.ml}$

III.3.3.2 Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)

Tab.III.15 Résultats du calcul de ferrailage de la poutre palière

Section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN.m)	μ	α	z (cm)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Travée	35	42.5	10.56	0.0176	0.0222	37.1665	0.8165	1.79	2HA12 = 2.26
Appuis	35	42.5	21.12	0.0353	0.0449	36.8269	1.6480	1.79	2HA12 = 2.26

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}, \text{ avec : } T_u \text{ l'effort tranchant maximal sur appuis}$$

$$T_u = ql/2 = 33.52 \times 2.75 / 2 = 46.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{46.09 \times 10}{35 \times 42.5} = 0.31 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (vérifiée)

• **Vérification des contraintes du béton à l'ELS**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

Tab.III.16 Contrainte du béton de la console T4

	b (cm)	d (cm)	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	condition
appuis	35	42.5	15.64	8.16	46315.03	2.75	15	vérifiée
travée	35	42.5	7.82	8.16	46315.03	1.38	15	vérifiée

• **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{275} = 0.163 > 0.0625 \\ \frac{2.26}{35 \times 42.5} = 0.0015 < 0.0105 \\ \frac{45}{275} = 0.163 > 0.05 \end{array} \right.$$

..... (Vérifiée)

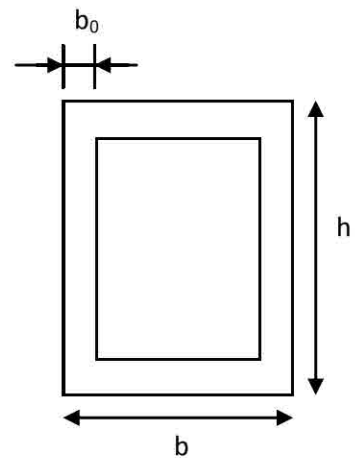


Fig.III.21 Section creuse de la poutre palière

III.3.3.3 Calcul des armatures longitudinales (torsion)

• **Calcul du moment dus à la torsion**

D'après l'article A.5.4, 22 du BAEL91,

$$\tau = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

- T_u : moment de torsion.
- Ω : aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.
- b_0 : épaisseur des parois.

$$T_u = 0.4 \times \frac{14.74 \times 5^2}{8} = 18.42 \text{ KN.m}$$

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

$$b_0 = a/6 = 35/6 = 5.8 \text{ cm.}$$

$$\Omega = 1144.64 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times b_0 \times \Omega} = \frac{18.42}{2 \times 5.8 \times 1144.64} \cdot 10^3 = 1.38 \text{ MPa}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle totale**

On doit vérifier que : $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$(1.38)^2 + (0.31)^2 = 2 \text{ MPa} < (3.33)^2 = 11.08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(vérifiée)}$$

• **Calcul des armatures**

Selon le BAEL91 : $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$,

avec u : périmètre de la section efficace Ω .

$$A_s^{tor} = \frac{18.42 \times 136.8}{2 \times 1144.64 \times 348} = 3.16 \text{ cm}^2$$

On adopte : **1HA12+2HA12** = 3.39 cm².

• **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} f_c \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3.39}{5.8 \times 136.8} 400 = 1.71 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(vérifiée)}$$

III.3.3.4 Calcul des armatures transversales (torsion)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M^{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{18.42 \times 10^3}{2 \times 1144.64 \times 348} = 0.023 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 42.5, 40\text{cm}) = 38.25\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm.}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.023 \Rightarrow A_t = 0.42 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 3T8 $\Rightarrow A_t = 1.51 \text{ cm}^2$.

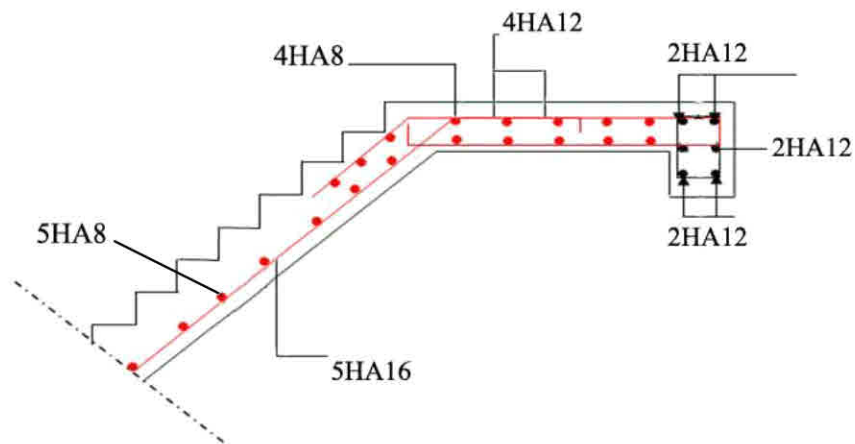


Fig.III.22 Schéma de ferrailage de l'escalier T4

III.4 Balcon

III.4.1 Introduction

Les balcons sont des éléments des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont encastrés à deux cotés

III.4.2 Etude des balcons encastrés à deux cotés

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée à deux cotés, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme (SOCOTEC).

III.4.2.1 Evaluation des charges

Le calcul se fait sur une bande de 1m de la largeur

La charge permanente : $G= 5.35\text{KN/ml}$ (voir évaluation des charges **chapitre II**)

La charge d'exploitation : $Q= 3.5\text{KN/ml}$

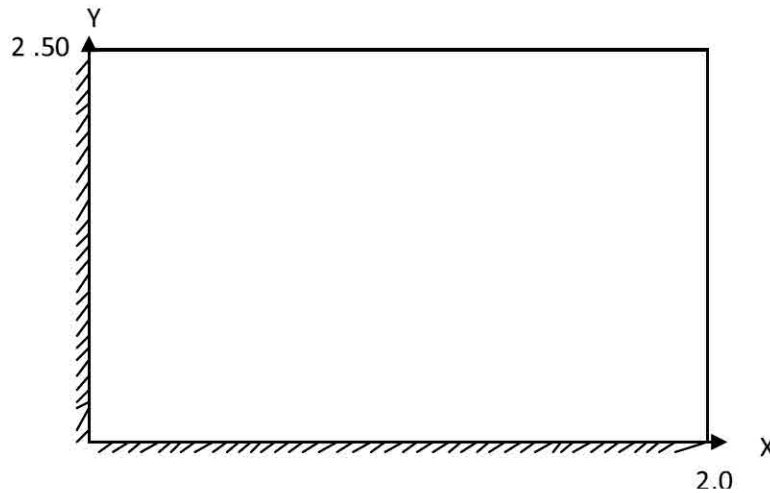


Fig.III.23 Schéma du balcon encastré sur ses deux cotés

III.4.2.2 Sollicitation de calcul

❖ L'E.L.U :

$qu= 1.35G+1.5Q= 12.47\text{KN/ml}$

$Pu= 1.35*P= 9.73\text{KN/ml}$.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

Tab.III.17 Les résultats des efforts à l'ELU

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	0.00	2.50	16.71
Sur appui	1.57	2.50	-1.68
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	2.00	0.00	16.03
Sur appui	2.00	1.72	-2.47
	X(m)	Y(m)	Tzx (KN/m)
Min	0.00	2.50	-38.38
Max	1.57	0.00	8.99

	X(m)	Y(m)	Tzy (KN/m)
min	2.00	0.00	-41.35
max	2.00	2.50	7.89

❖ L'E.L.S :

Qs= G+Q= 8.85KN/ml selon SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

Tab.III.18 Les résultats des efforts à l'ELS

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	0.00	2.50	12.06
Sur appui	1.57	2.50	-1.06
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	2.00	0.00	11.60
Sur appui	2.00	1.72	-1.80
	X(m)	Y(m)	Tzx (KN/m)
Min	0.00	2.50	-27.53
Max	1.57	0.00	6.75
	X(m)	Y(m)	Tzy (KN/m)
min	2.00	0.00	-29.46
max	2.00	2.50	5.03

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha); A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}; A_{s \min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$$

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad (\text{Sens y-y})$$

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad (\text{Sens x-x})$$

Tab.III.19 Résultats de calcul du ferrailage du balcon

M(KN.m)	Sens XX		Sens YY	
	sur appui	en travée	sur appui	en travée
Mu(KN.m)	1.68	16.71	2.47	16.03
B (m)	1	1	1	1
D (m)	0.135	0.135	0.12	0.12
μ	0.007	0.0696	0.010	0.0668
α	0.0087	0.0902	0.0129	0.0864
Z (cm)	12.9543	12.5304	12.9327	12.5502
As (cm ²)	0.3726	3.8320	0.5488	3.6702
As min (cm ²)	1.63	1.63	1.44	1.44
Aadopté (cm ²)	4HA8= 2.01	5HA10= 3.93	4HA8= 2.01	5HA10= 3.93
St (cm)	25	20	25	20

III.4.2.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Puisque la fissuration est considéré comme préjudiciable

$$\bar{\tau} = \text{Min} (0.1 f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = T_{zy} = 41.35\text{KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$$

$$\bar{\tau} = \frac{V_u}{b*d} = \frac{41.35*10^3}{1000*120} = 0.344\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

III.4.2.5 Vérification l'ELS

Données saisies

La longueur : 1.00m

La hauteur : 0.16m

Position de centre de gravité des armatures supérieures : 0.03m

Position de centre de gravité des armatures inférieures : 0.03m

Contrainte de béton : 25MPa

Limite élastique de l'acier : 400MPa

Effort normal à ELS : 0.00KN

Moment fléchissant à l'ELS : 12.06KN.m

Résultats à l'ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 5.21MPa

Contrainte des armatures inférieures : 198.451MPa

Contrainte de la fibre inférieures du béton : 0.00MPa

Contrainte limite de la fibre supérieure du béton : 15MPa

Contrainte limite des armatures inférieures : 201.63MPa

Contrainte limite de la fibre inférieures du béton : 15MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.03\text{m}$

Donc on à :

$$\sigma_{bc} = 2.97\text{MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 198.45\text{MPa} < \sigma_{st}^- = 201.63\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

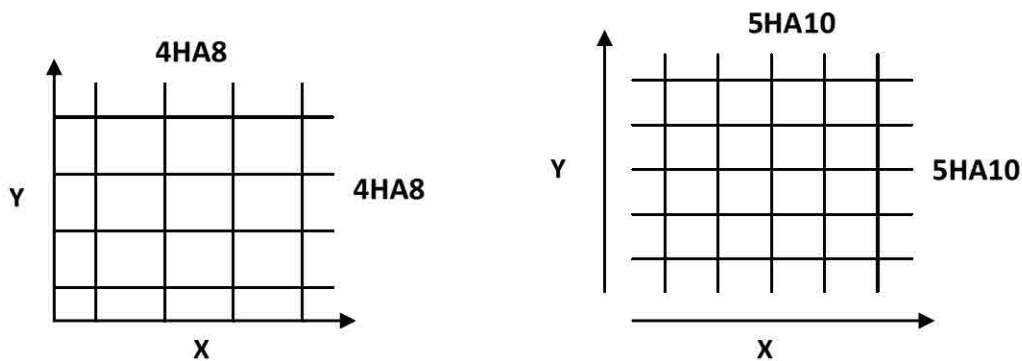


Fig.III.24 Schéma de ferrailage du balcon en appuis et en travée

III.5 Les planchers à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque est appuyées sur les poutres, comme elle peut portée une seul ou deux direction.

Dans notre bâtiment on a deux types de dalle.

- ✓ Dalles appuyées sur 04 appuis.
- ✓ Dalles appuyées sur 03 appuis.

III.5.2 Principe de la méthode

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x/l_y$) mesurés entre nus d'appuis avec ($l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 0.2$.

Panneau D1 $\alpha = l_x/l_y = 0.8 > 0.4$

Panneau D2 $\alpha = l_x/l_y = 0.63 > 0.4$

Les panneaux travaillent dans les deux directions

▪ **Étape de calcul :**

1^{ère} Étape : calcul des moments isostatiques

$M_x = \mu_x * q * l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée

$M_y = M_x * \mu_y$: moment dans le sens de la grande portée

$\mu_x = 1/8(1 + 2.4 * \alpha^3)$

$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha)$

2^{ème} Étape : ventilation des moments isostatiques

Selon BAEL91, on doit vérifier :

$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0$. Avec :

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment maximal calculé à la 1^{ère} étape.

M_e, M_w : Moments absolus à gauche et à droite de l'appui

On prend :

$M_e = 0.3M_0, M_t = 0.85M_0$: Travée de rive.

$M_e = 0.5M_0, M_t = 0.75M_0$: Travée intermédiaire.

La section minimale d'armatures : (condition de non-fragilité)

$$A_{S_{\min(x)}} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 100 * 13.5 * 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min(y)}} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 100 * 12 * 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'espacement**

Le sens L_x : $St \leq \min(3h_0 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Le sens L_y : $St \leq \min(4h_0 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

III.5.3 Plancher terrasse

III.5.3.1 calcul des moments

• **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 6.98 + 1.5 * 1.00 = 10.923 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 6.98 + 1.5 * 1.00 = 10.923 \text{ KN/m}^2$$

Tab.III.20 sollicitations des panneaux de dalle à l'ELU

Panneau	l_x (m)	l_y (m)	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
D1	4.40	5.47	11.84	7.10	5.92	8.88	5.32	3.55
D2	4.10	6.50	14.322	4.72	7.16	10.74	3.54	2.36

• ELS :

$$q_{ser} = G+Q = 6.98+1.00 = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G+Q = 6.98+1.00 = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

Tab.III.21 sollicitations des panneaux de la dalle à l'ELS

Panneau	l_x (m)	l_y (m)	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
D1	4.40	5.47	8.65	5.19	4.32	6.48	3.89	2.59
D2	4.10	6.50	10.46	3.45	3.75	5.63	3.40	2.26

A partir des résultats de tableau le panneau D1 c'est le panneau le plus sollicitée.

III.5.3.2 calcul de ferrailage à l'ELU

➤ Dans le sens XX' :

$$d' = 2.5\text{cm}, d_x = 13.5\text{cm}$$

➤ Dans le sens YY' :

$$d_y = d_x - 1 - (\phi_y/2) = 12 \text{ cm}$$

Panneau D1 : (YC2 ; YC3 ; XC1 ; XC2)

Tab.III.22 Ferrailage de panneau (D1) à l'ELU

	(dans le sens xx')		dans le sens (yy')	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M_u (KN.m)	8.88	5.92	5.48	3.66
μ_{bu}	0.034	0.031	0.026	0.017
σ_s (MPa)	348	348	348	348
Z(cm)	13.26	13.289	11.842	11.895
As (cm^2/ml)	1.924	1.721	1.291	0.858
As_{min} ($\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$)	1.630	1.630	1.449	1.449
Choix	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
As Choisie ($\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$)	2.01	2.01	2.01	2.01
St (cm)	25<33	25<33	25<45	25<45
St(cm)<Stmax(cm)	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Panneau D2 (G3 ; G4 ; F2 ; F3)

Tab III.23 Ferrailage de panneau (D2) à l'ELU

	(dans le sens xx')		dans le sens (yy')	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M_u (KN.m)	10.7415	7.161	3.545	2.363
μ_{bu}	0.042	0.028	0.017	0.012
σ_s (MPa)	348	348	348	348
Z(cm)	13.214	13.311	11.895	11.930
As(cm^2/ml)	2.336	1.546	0.856	0.569
As_{min} ($\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$)	1.630	1.630	1.44	1.44

Choix	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8
As Choisie ($\frac{cm^2}{ml}$)	3.14	2.01	2.01	2.01
St (cm)	25<33	25<33	25<33	25<33
St(cm)<Stmax(cm)	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

III.5.3.3 Vérification de l'effort tranchant

Panneau D1

1) Dalle est réalisée sans reprise de bétonnage → vérifiée.

2) $\tau_u < 0.05 * f_{c28} / \gamma_b$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u * l_x}{2} * (1 / (1 + \alpha / 2)) = 17.16 \text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u}{3} * l_x = 16.01 \text{KN/m}$$

$$\tau_u = 0.01716 / (1 * 0.135) = 0.127 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 * 25 / 1.5 = 1.167 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Panneau D2

III.5.3.4 Vérification de l'effort tranchant

1) Dalle réalisée sans reprise de bétonnage → vérifiée.

2) $\tau_u < 0.05 * f_{c28} / \gamma_b$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u * l_x}{2} * (1 / (1 + \alpha / 2)) = \frac{10.923 * 4.1}{2} * (1 / (1 + 0.63 / 2)) = 17.03 \text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u}{3} * l_x = 14.9281 \text{KN/m}$$

$$\tau_u = 0.01716 / (1 * 0.135) = 0.126 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 * 25 / 1.5 = 1.167 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.3.5 Vérification à l'ELS

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

Panneau D1

Tab III.24 Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens XX		Sens YY	
Panneau D1	$M_{tx}(\text{KN/ml})$	$M_{ax}(\text{KN.m/ml})$	$M_{ty}(\text{KN.m/ml})$	$M_{ay}(\text{KN.m/ml})$
$M_{ser}(\text{KN.m})$	6.48	4.32	3.89	2.59

$A_s(\text{cm}^2)$	2.51	2.01	2.01	2.01
$\sigma_{bc}^- (\text{MPa})$	15	15	15	15
$\sigma_{st}^- (\text{MPa})$	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{st} (\text{MPa})$	205.62	169.98	172.82	115.06
$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	3.64	2.66	2.88	1.92
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$	N. Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

III.5.3.6 les sections d'armatures à l'ELS

$d_x = 0.135$

$d_y = 0.120$

Tab.III.25 Ferrailage de panneau (D1) à l'ELS

Sens X	En travée
$M_{ser}(\text{KN.m})$	6.4800
μ_{ser}	0.0018
β	0.9287
$\sigma_{st} = \sigma_{st}^- (\text{MPa})$	201.63
$A_{ser}(\text{cm}^2)$	2.5634
Choix des barres	5HA10
As	3.93
L'espacement	20

Panneau D2

Tab.III.26 Vérification des contraintes à l'ELS(D2)

Panneau D2	Sens XX		Sens YY	
	$M_{tx}(\text{KN/ml})$	$M_{ax}(\text{KN.m/ml})$	$M_{ty}(\text{KN.m/ml})$	$M_{ay}(\text{KN.m/ml})$
$M_{ser}(\text{KN.m})$	7.8474	5.2316	2.5896	1.7264
$A_s(\text{cm}^2)$	3.14	3.14	2.01	2.01
$\sigma_{bc}^- (\text{MPa})$	15	15	15	15
$\sigma_{st}^- (\text{MPa})$	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{st} (\text{MPa})$	200.608	133.738	115.05	76.70
$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	3.9943	3.16433	2.4549	1.9741
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
----------------------------------	---------	---------	---------	---------

III.5.4 Plancher étage

III.5.4.1 Calcul des moments

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 6.4 + 1.5 \cdot 2.5 = 12.39 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 6.4 + 1.5 \cdot 2.5 = 12.39 \text{ KN/m}^2.$$

Tab.III.27 Sollicitations des panneaux à l'ELU

Panneau	l_x (m)	l_y (m)	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
D1	4.40	5.475	13.43	8.06	6.71	10.07	6.04	4.03
D2	4.10	6.50	16.24	5.36	8.12	12.18	4.02	2.68

- ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = G + Q = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/m}^2.$$

Tab.III.28 Sollicitations des panneaux à l'ELS

Panneau	l_x (m)	l_y (m)	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
D1	4.40	5.475	9.64	5.78	4.82	7.23	4.34	2.89
D2	4.10	6.50	11.66	3.85	5.83	8.75	2.88	1.92

Panneau D1

III.5.4.2 Calcul de ferrailage à l'ELU

Tab.III.29 Ferrailage de panneau à l'ELU (D1)

	(dans le sens xx')		dans le sens (yy')	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M_u (KN.m)	10.070	7.161	6.045	4.030
μ_{bu}	0.039	0.026	0.030	0.020
σ_s (MPa)	348	348	348	348
Z (cm)	13.232	13.322	11.820	11.881
As (cm^2/ml)	2.187	1.449	1.470	0.975
As_{min} ($\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$)	1.630	1.630	1.449	1.449
Choix	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8
As choisie ($\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$)	3.14	2.01	2.01	2.01
St (cm)	25 < 33	25 < 33	25 < 45	25 < 45

$St(cm) < St_{max}(cm)$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
-------------------------	----------	----------	----------	----------

Panneau D2**III.5.4.3 Calcul de ferrailage à l'ELU****Tab III.30 Ferrailage de panneau (D2) à l'ELU**

	(dans le sens xx')		dans le sens (yy')	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
$M_u(KN.m)$	12.184	8.123	4.021	2.681
μ_{bu}	0.047	0.031	0.020	0.013
$\sigma_s(MPa)$	348	348	348	348
$Z(cm)$	13.174	13.285	11.881	11.921
$As (cm^2/ml)$	2.658	1.757	0.972	0.646
$As_{min} \left(\frac{cm^2}{ml} \right)$	1.630	1.630	1.45	1.45
Choix	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8
$As \text{ choisie } \left(\frac{cm^2}{ml} \right)$	3.14	2.01	2.01	2.01
$St (cm)$	25<33	25<33	25<33	25<33
$St(cm) < St_{max}(cm)$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

III 5.4.4 Vérification à l'effort tranchant**Panneau D1**

1) Dalle est réalisée sans reprise de bétonnage → vérifiée.

$$2) \tau_u < 0.07 * f_{c28} / \gamma_b$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u * l_x}{2} * (1 + \alpha/2) = 19.47 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u}{3} * l_x = 18.17 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = 0.144 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.07 * 25 / 1.5 = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u$ → Vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Panneau D2

1) Dalle est réalisée sans reprise de bétonnage → vérifiée.

$$2) \tau_u < 0.07 * f_{c28} / \gamma_b$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u * l_x}{2} * (1 / (1 + \alpha / 2)) = \frac{12.39 * 4.1}{2} * (1 / (1 + 0.63 / 2)) = 19.315 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u}{3} * l_x = 16.93 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = 0.019315 / (1 * 0.135) = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.07 * 25 / 1.5 = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u \longrightarrow$ Vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.4.5 Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = 201.63 \text{ MPa.}$$

Panneau D1

Tab III.31 Vérification des contraintes à l'ELS (D1)

Panneau D1	Sens XX		Sens YY	
	M_{tx} (KN/ml)	M_{ax} (KN.m/ml)	M_{ty} (KN.m/ml)	M_{ay} (KN.m/ml)
M_{ser} (KN.m)	7.23	4.82	4.34	2.89
As(cm ²)	3.14	2.01	2.01	2.01
σ_{bc}^- (MPa)	15	15	15	15
σ_{st}^- (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
σ_{st} (MPa)	184.82	189.65	192.81	128.39
σ_{bc} (MPa)	3.71	2.96	3.22	2.14
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Panneau D2

Tab.III.32 Vérification des contraintes à l'ELS(D2)

Panneau D2	Sens XX		Sens YY	
	M_{tx} (KN/ml)	M_{ax} (KN.m/ml)	M_{ty} (KN.m/ml)	M_{ay} (KN.m/ml)
M_{ser} (KN.m)	8.7521	5.8348	2.8882	1.9255

$As(cm^2)$	3.14	2.01	2.01	2.01
$\sigma_{bc}^- (MPa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st}^- (MPa)$	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{st} (MPa)$	180.29	185.15	128.31	85.54
$\sigma_{bc} (MPa)$	4.3259	3.4163	4.6362	2.1295
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

III.5.5. Schémas de ferrailage

Panneau D1

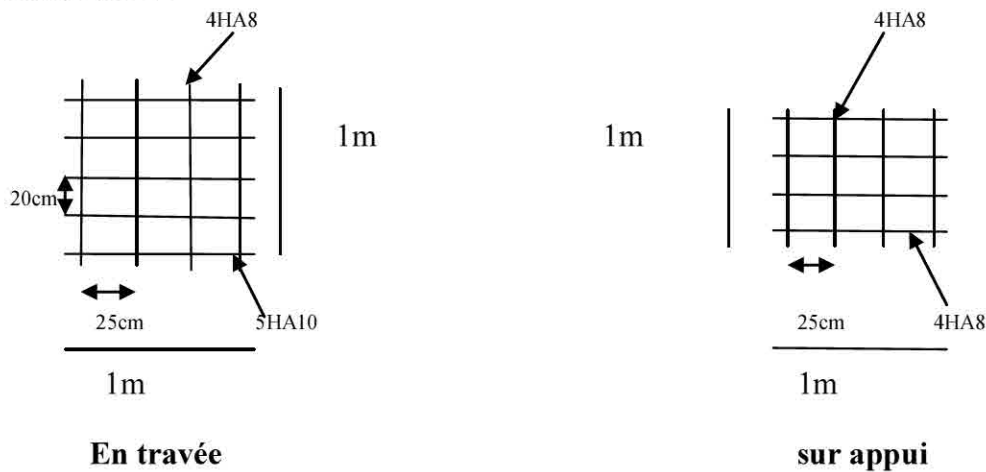
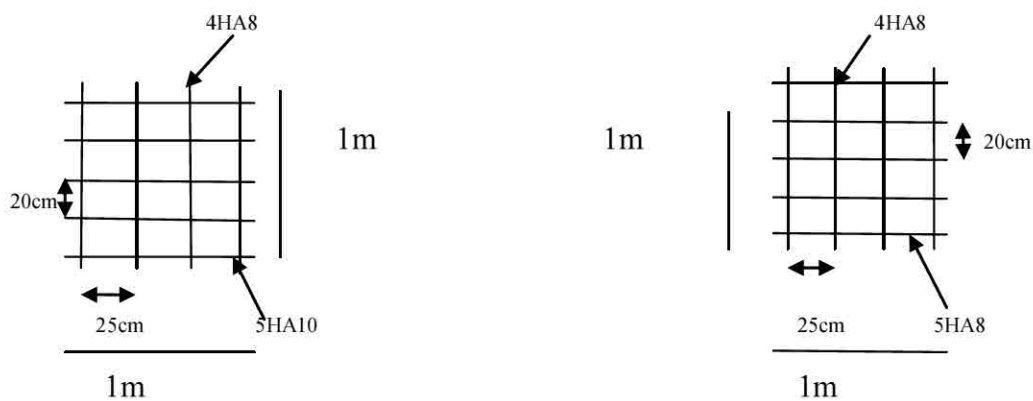


Fig.III.25 Ferrailage de plancher-terrasse



En travée

sur appui

Fig.III.24 Ferrailage de plancher d'étage.

Panneau D2 :

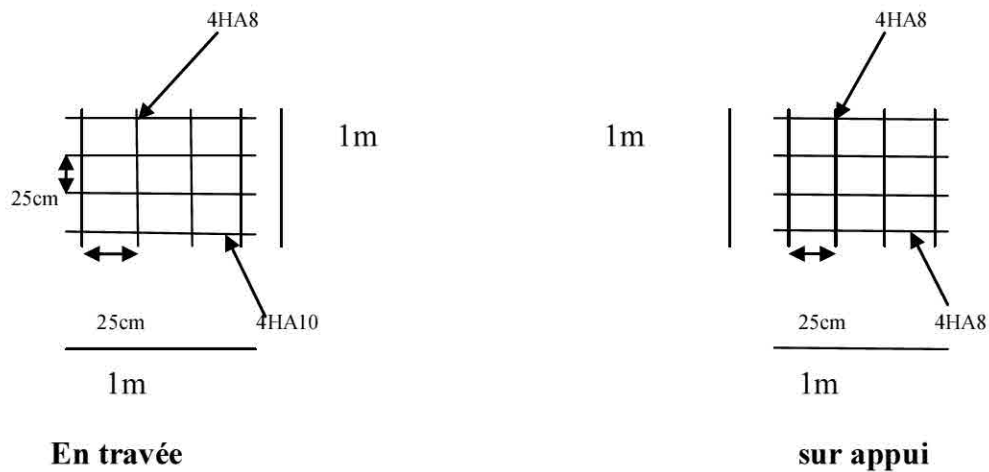


Fig.III.26 Ferrailage de plancher-terrasse

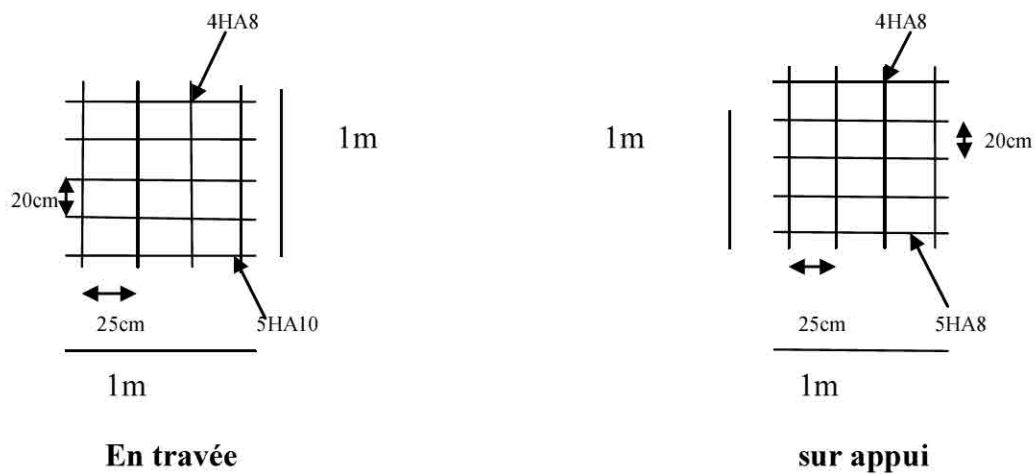


Fig.III.27 Ferrailage de plancher d'étage

IV.1 Objectifs de l'étude sismique

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

IV.2 Choix de la méthode de calcul

IV.2.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, de hauteur égale à 44.2 m, implanté en zone sismique IIa et appartenant au groupe d'usage 1B.

D'après l'article 4.2.1 du RPA99, la méthode statique équivalente ne peut pas être appliquée dans le cas échéant.

IV.2.2 Condition d'application de la méthode d'analyse spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Hypothèses de calcul.

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.2.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA

Type de contreventement

Pour stabiliser notre structure face aux forces horizontales, on a opté pour un système de portiques contreventés par des voiles porteurs.

Régularité en plan et en élévation (RPA99 art.3.5)

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et en élévation.

IV.3 Méthode modal spectrale

IV.3.1 Principe

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

IV.3.2 Modélisation de la structure

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux....etc.) dans les éléments structuraux, le programme de calcul par éléments finis **ETABS** est utilisé.

V.3.3 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement 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 (**Eurocode, UBC, ACI ... etc.**). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport aux 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 données avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

IV.3.4 Modélisation de la masse

On a pris en compte le coefficient de pondération des charges d'exploitation (dans notre cas $\beta=0,2$) dans le calcul du poids total de la structure. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25 KN/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs a été répartie sur les poutres concernées.

IV.3.5 Nombre de mode à considérer

D'après l'article 4.3.4.a, pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4 Disposition des voiles

Une variation de la disposition des voiles a été réalisée afin de diminuer la période et d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité), et par conséquent éviter le problème de torsion.

IV.4.1 La variation proposée

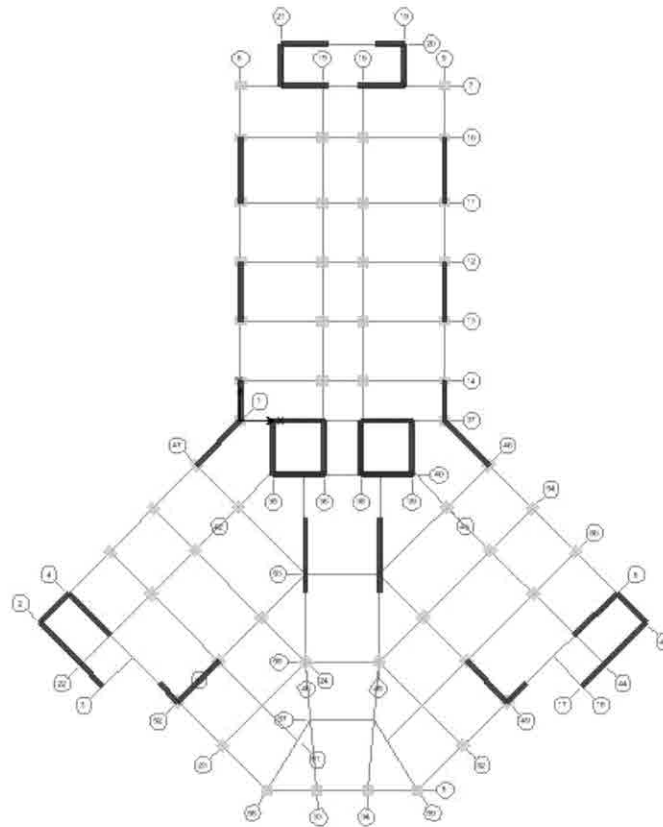


Fig.IV.1 La disposition proposée des voiles.

IV.5. Caractéristiques de la structure

IV.5.1 Estimation de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est estimée à partir de la formule empirique donnée par RPA99/V2003, comme suit :

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times (44.2)^{3/4} = 0.86s$$

h_N : Hauteur en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] du RPA99.

Les valeurs de T calculées à partir de méthodes numériques de doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.86 = 1.11 s$$

IV.5.2 Poids total de la structure

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5] du RPA99.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale : $\beta = 0,20$

Tab.IV.1 Poids des niveaux

Niveaux	Poids (KN)
9	5424.08
8	8785.23
7	8785.24
6	8785.24
5	9619.61
4	9619.60
3	9619.61
2	10473.62
1	10473.61
RDC	11125.48
SSOL	19307.28
W_t	112018.60

IV.5.3 Le centre de gravité des masses

Le centre gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.).

Les éléments suivants seront pris en considération: les planchers (dalles), voiles, poutres, poteaux.

IV.5.4 Le centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux et des poutres. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

- Le centre des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.
- Le centre des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

IV.5.5 Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle

L'excentricité théorique : c'est celle calculée précédemment

$$e_{x\ th} = X_G - X_C.$$

$$e_{y\ th} = Y_G - Y_C.$$

L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à : $\pm 5\% L$.

$$\text{Sens X} \quad e_{ax} = 0.05 L_x \text{ avec : } L_x=57.53 \text{ m} \Rightarrow e_{ax} = 2.87 \text{ m.}$$

$$\text{Sens Y} \quad e_{ay} = 0.05 L_y \text{ avec : } L_y=47.20 \text{ m} \Rightarrow e_{ay} = 2.36 \text{ m.}$$

Tab.IV.2 Représentation des centres des masses et des torsions de chaque étage

Etages	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité (m)	
	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
9	7.811	0.231	7.655	2.758	0.156	2.527
8	7.789	0.226	7.646	2.372	0.143	2.146
7	7.789	0.226	7.633	1.911	0.156	1.685

6	7.789	0.233	7.619	1.402	0.17	1.169
5	7.789	0.244	7.604	0.827	0.185	0.583
4	7.789	0.244	7.587	0.177	0.202	0.067
3	7.789	0.251	7.569	-0.557	0.22	0.808
2	7.79	0.262	7.552	-1.42	0.238	1.682
1	7.79	0.262	7.536	-2.435	0.254	2.697
RDC	7.791	-2.769	7.538	-3.55	0.253	0.781
SSOL	7.792	-3.034	7.724	-3.343	0.068	0.309

IV.6 Résultat du calcul modal

IV.6.1 Les modes propres

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Tab.IV.3 Périodes et participation massique

Mode	Période (s)	UX	UY	RX	RY	RZ
1	1.052	62.450	0.049	0.079	92.711	2.330
2	1.023	0.090	63.438	97.551	0.126	0.045
3	0.902	4.385	0.061	0.099	5.933	62.437
4	0.283	15.316	0.016	0.001	0.674	0.059
5	0.243	0.482	1.853	0.181	0.131	14.322
6	0.239	0.008	16.412	1.628	0.006	1.682
7	0.132	5.025	0.003	0.000	0.290	0.104
8	0.109	0.679	0.046	0.003	0.036	6.228
9	0.103	0.000	6.380	0.351	0.000	0.051
10	0.079	2.275	0.001	0.000	0.035	0.090
11	0.063	0.435	0.016	0.000	0.010	2.853
12	0.059	0.000	2.846	0.059	0.000	0.018

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.052	62.450	0.049	0.000	0.079	92.711	2.330
2	1.023	62.539	63.487	0.000	97.629	92.837	2.375
3	0.902	66.924	63.548	0.000	97.728	98.770	64.813
4	0.283	82.240	63.563	0.000	97.729	99.444	64.872
5	0.243	82.722	65.416	0.000	97.910	99.575	79.194
6	0.239	82.730	81.828	0.000	99.538	99.580	80.875
7	0.132	87.755	81.831	0.000	99.538	99.871	80.980
8	0.109	88.434	81.877	0.000	99.541	99.906	87.207
9	0.103	88.434	88.258	0.000	99.892	99.906	87.258
10	0.079	90.709	88.258	0.000	99.892	99.941	87.349
11	0.063	91.143	88.274	0.000	99.892	99.951	90.202
12	0.059	91.144	91.120	0.000	99.952	99.951	90.220

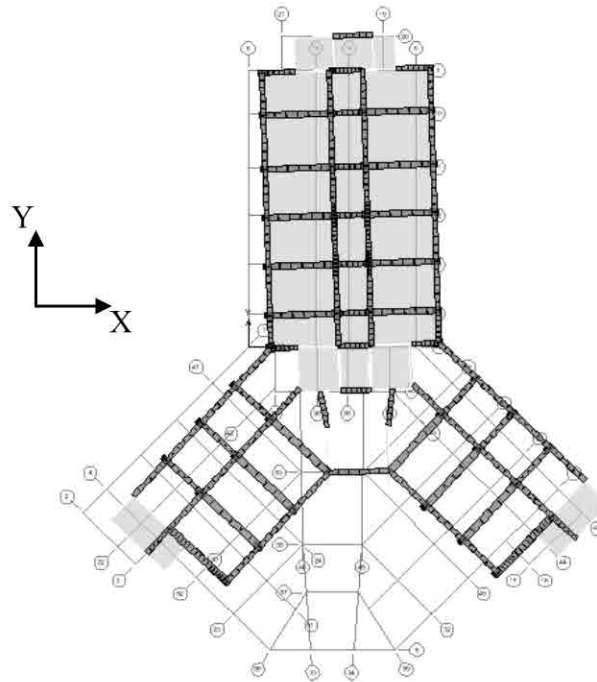


Fig.IV.2 Translation suivant X (Mode 1). $T = 1.052 \text{ s}$ ($f = 0.95 \text{ s}^{-1}$)

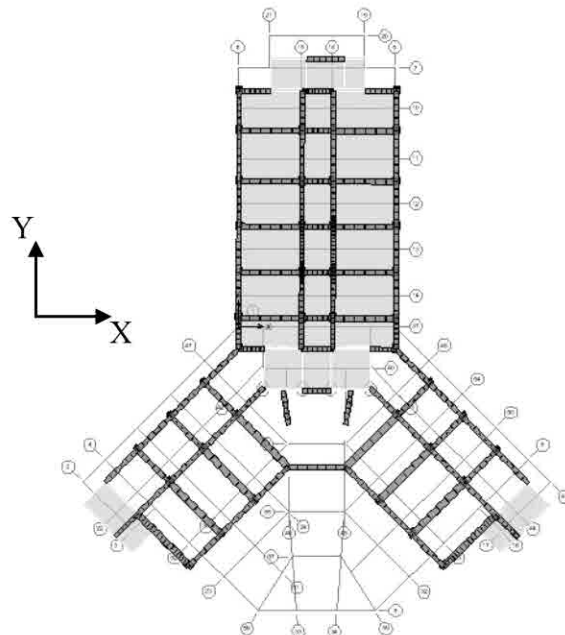


Fig.IV.3 Translation suivant Y (Mode 2). $T = 1.023 \text{ s}$ ($f = 0.977 \text{ s}^{-1}$)

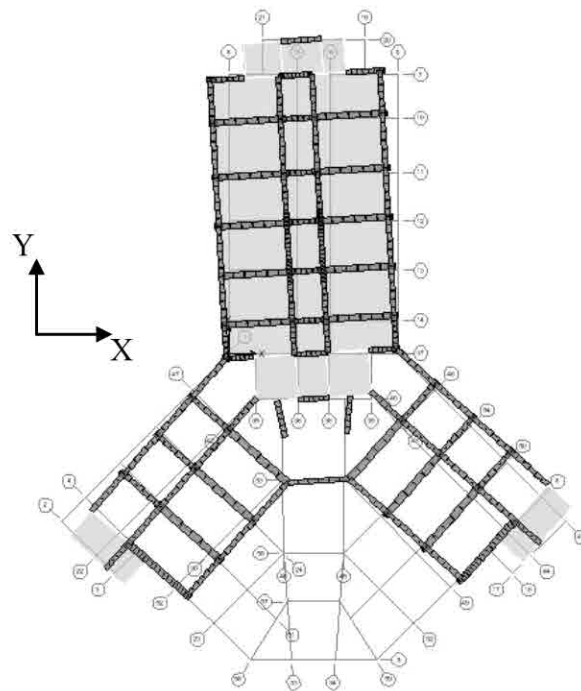


Fig.IV.4 Rotation autour de Z (Mode 3). $T = 0.902 \text{ s}$ ($f = 1.108 \text{ s}^{-1}$)

IV.7 Vérifications réglementaires

IV.7.1 Période fondamentale théorique

L'analyse de la nouvelle variante, qui est la période du mode principal, nous donne :

$$T_{\text{numérique}} = 1.052 \text{ sec} < T_{\text{empirique}} = 1,11 \text{ sec}$$

IV.7.2 Sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Tab.IV.4 Les charges verticales reprises par les voiles

Niveaux	Charges verticales (%)
9	64.78
8	65.36
7	65.04
6	66.39
5	65.36
4	64.60
3	64.82
2	63.29
1	62.01
RDC	53.56
SSOL	57.92

IV.7.3 Sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les voiles

Les sollicitations horizontales doivent être reprises par les voiles uniquement.

Tab.IV.5 Les charges horizontales reprises par les voiles

Niveaux	Sens X (0°)	Sens Y (90°)	Diagonale 1 (45°)	Diagonale 2 (135°)
9	91.3 %	92.4 %	89.9 %	91.9 %
8	93.5 %	95.9 %	93.3 %	94.6 %
7	93.9 %	96.6 %	94.0 %	95.1 %
6	93.9 %	96.6 %	94.0 %	95.1 %
5	94.4 %	97.2 %	94.6 %	95.6 %
4	94.9 %	97.6 %	95.2 %	96.0 %
3	94.8 %	97.6 %	95.1 %	95.9 %
2	95.4 %	98.1 %	95.9 %	96.5 %
1	95.2 %	98.2 %	96.5 %	95.8 %
RDC	97.9 %	99.3 %	98.1 %	98.7 %
SSOL	95.2 %	97.4 %	95.7 %	96.6 %

IV.7.4 Coefficient de comportement global de la structure R

Le coefficient de comportement d'une structure traduit principalement sa ductilité.

La ductilité est, par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture. On parle donc de dissipation d'énergie par déformation plastique.

La valeur du coefficient de comportement R du système de contreventement **4.b** (portiques contreventés par des voiles) est donnée dans le **Tableau 4.3 du RPA99**.

R = 3.5

IV.7.5 Le facteur de qualité de la structure Q

Il est fonction de :

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

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_a$

Donc : **Q = 1,25**.

IV.7.6 Coefficient d'accélération de Zone A

Donné dans le **tableau.4.1 du RPA99**, il est fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de bâtiment.

Dans notre cas, zone sismique IIa et groupe d'usage 1B : **A = 0,20**.

IV.7.7 Facteur de correction d'amortissement

Donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$,

Avec : ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (portiques remplissage : Béton armé/Dense). $\xi = 7\%$

Donc : $\eta = 0.88$

IV.7.8 Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

$S_a = 1.16 \text{ m/s}^2$

IV.7.9 Calcul de la résultante des forces sismiques « V »

$D = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.50}{0.86} \right)^{2/3} = 1.53$

$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0.20 \times 1.53 \times 1.25}{4} \times 128235.84$

$V = 12262.355 \text{ KN}$

$0.8V = 9810.04 \text{ KN}$

La résultante des forces sismiques, calculés par la méthode dynamique, à la base est :

- Suivant X (mode 1) : $V_t = 19048.78 \text{ KN} > 0.8V = 9810.04 \text{ KN}$ (vérifiée)
- Suivant Y (mode 2) : $V_t = 19805.37 \text{ KN} > 0.8V = 9810.04 \text{ KN}$ (vérifiée)

IV.7.10 Distribution des efforts sismique et tranchants

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravite de celui-ci, ainsi on obtient un système avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considères rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable.

Le calcul de fait à l'aide du logiciel ETABS, où la structure est soumise à l'effort sismique. Après analyse des résultats, la distribution de la force sismique (F) et de l'effort tranchant (V) par niveaux, est résumée dans le tableau suivant :

Tab.IV.6 La distribution de l'effort sismique et de l'effort tranchant par niveau

Niveau	h (m)	F _x (KN)	V _x (KN)	F _y (KN)	V _y (KN)
9	44.2	3508.08	3508.08	3892.5	3892.5
8	40.6	3018.33	6526.41	3130.68	7023.18
7	36.72	2261.33	8787.74	2242.25	9265.43
6	32.98	1898.85	10686.59	1892.09	11157.52
5	29.24	1640.79	12327.38	1659.06	12816.58
4	25.56	1422.29	13749.67	1451.05	14267.63
3	21.76	1354.89	15104.56	1387.86	15655.49
2	18.02	1260.84	16365.4	1285.63	16941.12
1	14.28	1070.14	17435.54	1095.87	18036.99
RDC	10.54	1342.36	18777.9	1449.84	19486.83
SSOL	3.06	270.88	19048.78	318.54	19805.37

IV.7.11 Vérification de la stabilité au renversement

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation

$$\text{suivante : } \frac{M_{res}}{M_{mv}} \geq 1.5$$

M_s : moment résistant provoqué par les charges verticales. $M_{res} = W \frac{L}{2}$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales. $M_{mv} = \sum F_i \times h_i$

W : le poids total de la structure

On a : W = 117632.7 KN

Tab.IV.7 la stabilité au renversement

	L (m)	Moment résistant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)	M _{res} /M _{mv}
Sens x	47.2	2776131.72	553950.98	5.01
Sens y	57.5	3381940.13	571948.1	5.91

La condition ; $\frac{M_{res}}{M_{mv}} \geq 1.5$, est vérifiée suivant les deux sens.

Donc pas de risque de renversement.

IV.7.12 Les déplacements latéraux Inter-étage

D’après l’article 5.10 du RPA99, les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

$$\overline{\Delta}_k = 0.01 \times h_e = 0.0374$$

h_e : représente la hauteur de l’étage.

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal du niveau suivant X.

δ_{ey}^k : le déplacement horizontal du niveau suivant Y.

Le calcul des déplacements se fait sous la combinaison de charges : **G + Q + E**.

Après analyse des résultats on obtient le tableau :

Tab.IV.8 Les déplacements inter-étages

niveau	δ_x^k (m)	Δ_y^k (m)	δ_y^k (m)	Δ_x^k (m)	$\overline{\Delta}_k$ (m)
9	0.0496	0.0048	0.0413	0.0042	0.0374
8	0.0448	0.0049	0.0371	0.0044	0.0374
7	0.0399	0.0052	0.0327	0.0045	0.0374
6	0.0347	0.0053	0.0282	0.0045	0.0374
5	0.0294	0.0054	0.0237	0.0044	0.0374
4	0.0240	0.0052	0.0193	0.0043	0.0374
3	0.0188	0.0050	0.0150	0.0040	0.0374
2	0.0138	0.0045	0.0110	0.0036	0.0374
1	0.0093	0.0039	0.0074	0.0031	0.0374
RDC	0.0054	0.0048	0.0043	0.0038	0.0374
SSOL	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0374
BASE	0	0	0	0	0.0374

La condition : $\Delta_{x,y}^k \leq \overline{\Delta}_k$ est vérifiée. Les déplacements obtenus sont tolérés.

IV.7.13 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

D'après l'article 5.9 du RPA99, les effets du 2^e ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Le calcul se fait dans les deux sens de sollicitations, et résumé ci-dessous :

Selon le sens X :

Tab.IV.9 Conditions des effets P-Δ suivant X

Niveau	P _k	Δ _k	V _k	h _k	θ
9	9086.94	0.0048	3508.08	3.74	0.00332443
8	17872.18	0.0049	6526.41	3.74	0.0035878
7	26657.42	0.0052	8787.74	3.74	0.00421767
6	36277.03	0.0053	10686.59	3.74	0.00481057
5	45896.63	0.0054	12327.38	3.74	0.00537566
4	55516.24	0.0052	13749.67	3.74	0.00561383
3	65989.86	0.005	15104.56	3.74	0.00584074
2	76463.47	0.0045	16365.4	3.74	0.00562171
1	86937.09	0.0039	17435.54	3.74	0.00519951
RDC	106244.36	0.0048	18777.9	7.48	0.00363077
SSOL	117632.7	0.0006	19048.78	3.06	0.00121085

La condition est satisfaite : $\theta < 0.10$

Les effets P-Δ sont négligés.

Selon le sens Y :

Tab.IV.10 Conditions des effets P-Δ suivant Y

Niveau	P _k	Δ _k	V _k	h _k	θ
9	9086.94	0.0042	3892.5	3.74	0.0026216
8	17872.18	0.0044	7023.18	3.74	0.00299381
7	26657.42	0.0045	9265.43	3.74	0.00346173
6	36277.03	0.0045	11157.52	3.74	0.00391206
5	45896.63	0.0044	12816.58	3.74	0.00421298
4	55516.24	0.0043	14267.63	3.74	0.00447368
3	65989.86	0.0040	15655.49	3.74	0.00450816
2	76463.47	0.0036	16941.12	3.74	0.00434453
1	86937.09	0.0031	18036.99	3.74	0.00399513
RDC	106244.36	0.0038	19486.83	7.48	0.00276979
SSOL	117632.7	0.0005	19805.37	3.06	0.0009705

La condition est satisfaite : $\theta < 0.10$

Les effets P-Δ sont négligés.

V.1. Introduction

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs assurant la résistance et la stabilité du bâtiment face aux sollicitations verticales et horizontales, qui sont les poteaux, les poutres et les voiles.

On va procéder au ferrailage de ces éléments en respectant les règlements suivants : RPA99, BAEL91, CBA93.

Pour pouvoir ferrailer les éléments structuraux, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des efforts internes des sections de chaque éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Ferrailage des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal et à un moment de flexion dans les deux sens, longitudinal et transversal. Il sera calculé en flexion composée, fissuration peu nuisible.

Les combinaisons d'actions utilisées sont :

- **1.35G+1.5Q**
- **0.8G ± E**
- **G + Q ± E**

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

Situation durable :

$$\gamma_s = 1.15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15, \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

D'après l'article 7.4.2.1 du RPA99, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 4\% , \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% , \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_s^{\min} = \frac{A_s}{bh} > 0.8\% \text{ (zone IIa)}$$

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2.h \quad (h : \text{poutre})$$

$$h' = \max (h_c/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$$

$b_1 \times h_1$: section de Poteau

h_c : hauteur d'étage

V.2.1 Sollicitations de calcul

On considère les poteaux les plus sollicités.

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « ETABS ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.1 Sollicitations internes des poteaux rectangulaires

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cors}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cors}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cors}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
7,8,9	-923.05	-229.152	-182.575	-582.86	130.24	14.357
4,5,6	-2060.81	-210.108	-171.08	-1174.64	344.63	24.541
1,2,3	-3795.5	-166.146	-189.479	-3035.2	1000.13	37.649
RDC,SSOL	-5817.71	-15.581	-173.972	-4346.85	2144.91	64.248

Tab.V.2 Sollicitations internes des poteaux carrés

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cors}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cors}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cors}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
7,8,9	-537.45	-5.186	136.949	198.11	175.99	123.659
4,5,6	-1072.96	3.267	188.553	198.62	317.67	21.608
1,2,3	-1687.24	8.016	200.757	684.79	1196.58	59.593
RDC,SSOL	-3947.98	-113.99	166.883	-507.85	2919.15	113.406

V.2.2. Calcul du ferrailage

V.2.2.1 Ferrailage longitudinale

On va procéder au calcul du poteau de section 60x80 sous N_{\min} et $M_{\text{correspondant}}$

- **A la flexion simple** : Suivant l'organigramme du BAEL :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eq}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{64.248}{0.6 \times (0.72)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.014$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.018 \quad \text{et} \quad z = 0.714$$

$$A_1 = \frac{M_{eq}}{z \sigma_s} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + N / \sigma_s = 0.25 + \frac{2144.91 \times 10^3}{348} \Rightarrow A = 6.42 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en compression simple**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0256}{0.48}} = 0.230$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 22.67 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.784$$

$$B_r = (b - 0.02)(h - 0.02) = 0.4524$$

$$A_{th} = \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = -0.016 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = A(4u) = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{rpa}^{min} = 0.8 \times B / 100 = 0.8 \times 4800 / 100 = 38.4 \text{ cm}^2$$

On choisie : **12HA20+2HA16 = 41.72 cm²**

On fait les mêmes calculs pour les autres poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.3 Armatures longitudinales des poteaux rectangulaires

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ARPA (cm ²)	Barres	A _{adopt} (cm ²)
7, 8, 9	45x65	-923.05	229.152	1.19	8.8	23.4	12HA16	24.12
		-582.86	182.575	0.93				
		130.24	14.357	0.44				
4, 5, 6	50x70	-2060.81	210.108	0.99	9.6	28	4HA20 +8HA16	28.65
		-1174.64	171.08	0.80				
		344.63	24.541	1.10				
1, 2, 3	55x75	-3795.5	166.146	0.72	10.4	33	8HA20 +4HA16	33.17
		-3035.2	189.479	0.82				
		1000.13	37.649	3.03				
Ssol, RDC	60x80	-5817.71	15.581	0.06	11.2	38.4	12HA20 +2HA16	41.72
		-4346.85	173.972	0.70				
		2144.91	64.248	6.42				

Tab.V.4 Armatures longitudinales des poteaux carrés

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ARPA (cm ²)	Barres	A _{adopt} (cm ²)
7, 8, 9	60x60	-537.45	-5.186	0	9.6	28.8	6HA20 +6HA16	30.91
		198.11	136.949	1.32				
		175.99	123.659	1.18				
4, 5, 6	65x65	-1072.96	3.267	0.02	10.4	33.8	8HA20 +6HA16	37.19
		198.62	188.553	1.53				
		317.67	21.608	1.02				
1, 2, 3	70x70	-1687.24	8.016	0.04	11.2	39.2	10HA20 +4HA16	39.46
		684.79	200.757	2.91				
		1196.58	59.593	3.71				
Ssol, RDC	75x75	-3947.98	-113.99	0	12	45	12HA20 +4HA16	45.74
		-507.85	166.883	0.72				
		2919.15	113.406	8.88				

V.2.2.2 Ferrailage transversale

D'après l'article 7.4.2.2 du RPA99, l'espacement des armatures transversales en zone IIa est :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$$

$$t' \leq 10\phi_l$$

On prend : $t = 10 \text{ cm}$ et $t' = 15 \text{ cm}$.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.5 Armatures transversales pour les poteaux rectangulaires

Niveau	Poteau	V_u (KN)	Zone nodale (cm)	Zone courante (cm)	%	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
7, 8, 9	65x45	135.03	10	15	0.3	5.82	2.5	0.23	1.35	4T8
4, 5, 6	70x50	116.04	10	15	0.3	5.24	2.5	0.19	1.5	4T8
1, 2, 3	75x55	101.94	10	15	0.4	4.76	3.75	0.26	2.2	4T10
SSOL, RDC	80x60	62.19	10	15	0.7	3.57	3.75	0.19	4.2	5T10

Tab.V.6 Armatures transversales pour les poteaux carrés

Niveau	Poteau	V_u (KN)	Zone nodale (cm)	Zone courante (cm)	%	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
7, 8, 9	60x60	74.76	10	15	0.4	4.36	3.75	0.19	2.4	4T10
4, 5, 6	65x65	89.95	10	15	0.5	4.03	3.75	0.23	3.25	5T10
1, 2, 3	70x70	99.43	10	15	0.7	3.74	3.75	0.25	4.9	5T10
SSOL, RDC	75x75	54.68	10	15	0.8	2.86	3.75	0.17	6	6T10

V.2.3 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

D'après l'article 7.4.3.2 du RPA99, on a la condition suivante : $\tau \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left\{ \frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{h} \right\}$$

$$\text{D'autre part : } \tau = \frac{T_u}{b \times h}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.7 Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux rectangulaires

Niveau	Poteau	Section (m ²)	Effort tranchant (KN)	L (m)	b (m)	h (m)	λ _g	%	ρ	τ (MPa)	τ _{bu} (MPa)
7, 8, 9	65x45	0.2925	135.03	3.74	0.65	0.45	5.8	0.3	0.075	0.039	1.875
4, 5, 6	70x50	0.35	116.04	3.74	0.7	0.5	5.2	0.3	0.075	0.041	1.875
1, 2, 3	75x55	0.4125	101.94	3.74	0.75	0.55	4.8	0.4	0.04	0.042	1
SSOL, RDC	80x60	0.48	62.19	3.06	0.8	0.6	3.6	0.7	0.04	0.030	1

Tab.V.8 Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux carrés

Niveau	Poteau	Section (m ²)	Effort tranchant (KN)	L (m)	b (m)	h (m)	λ _g	%	ρ	τ (MPa)	τ _{bu} (MPa)
7, 8, 9	60x60	0.36	-74.76	3.74	0.6	0.6	4.4	0.4	0.04	0.027	1
4, 5, 6	65x65	0.4225	-89.05	3.74	0.65	0.65	4.0	0.5	0.04	0.038	1
1, 2, 3	70x70	0.49	-99.43	3.74	0.7	0.7	3.7	0.7	0.04	0.049	1
SSOL, RDC	75x75	0.5625	-54.68	3.06	0.75	0.75	2.9	0.8	0.04	0.031	1

V.2.4 Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, pour vérifier les poteaux les plus sollicités à chaque niveau, on prend en considération la contrainte de compression du béton seulement.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}}$$

Pour : A' = 0 , v' = h-v

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

Tab.V.9 Contraintes dans le béton des poteaux rectangulaires

S	d (m)	A _s (m ²)	v (m)	v' (m)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN.m)	σ _{bc}
65x45	0.585	24.12	0.5848	0.0652	0.0301	667.38	160.06	5.40
70x50	0.63	28.65	0.6298	0.0702	0.0417	1489.9	146.19	6.46
75x55	0.675	33.17	0.6748	0.0752	0.0564	2750.35	114.92	8.04
80x60	0.72	41.72	0.7198	0.0802	0.0747	4210.6	11.54	8.88

Tab.V.10 Contraintes dans le béton des poteaux carrés

S	d (m)	A _s (m ²)	v (m)	v' (m)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN.m)	σ _{bc}
60x60	0.54	30.91	0.5398	0.0602	0.0315	391.63	3.71	1.15
65x65	0.585	37.19	0.5848	0.0652	0.0434	780.25	1.00	1.86
70x70	0.63	39.46	0.6298	0.0702	0.0584	1226.04	5.79	2.56
75x75	0.675	45.74	0.6748	0.0752	0.0770	1630.11	2.26	2.92

Des tableaux ci-dessus, on voit bien que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.

Donc, la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

Calcul des longueurs de recouvrement

D'après l'article 7.5.2.1 du RPA99, la longueur minimale de recouvrement en zone IIa est : 40ϕ

Tab.V.11 Longueurs de recouvrement

∅ (mm)	16	20
40 ∅ (m)	0.64	0.80

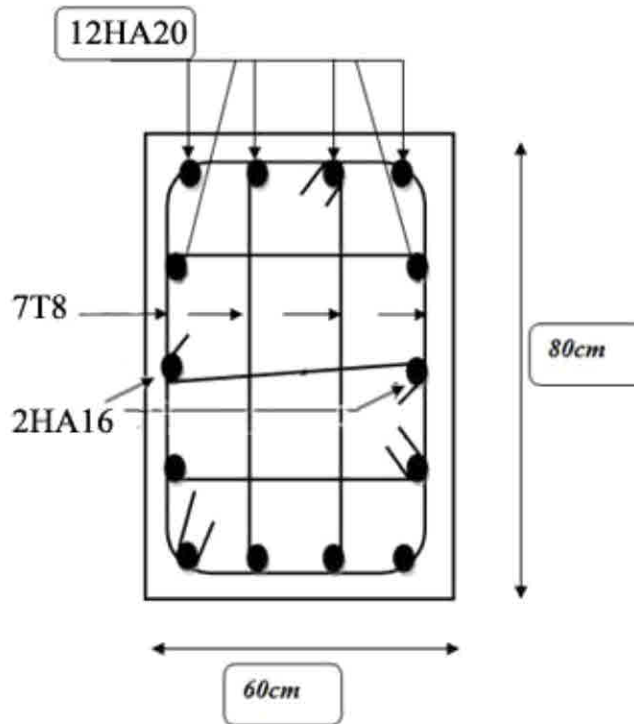


Fig.V.1 Schéma de ferraillage du poteau 60x80

V.3 Ferraillage des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion composée. Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Situation durable :

$\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
 $\gamma_b = 1.5$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Situation accidentelle :

$\gamma_s = 1$, $\sigma_s = 400$ MPa
 $\gamma_b = 1.15$, $f_{bu} = 18.48$ MPa

Les combinaisons d'actions utilisées sont :

- **1.35G+1.5Q** : pour obtenir les moments en travée.
- **0.8G ± E** : pour obtenir les moments à la nappe supérieure.
- **G + Q ± E** : pour obtenir le moment à la nappe inférieure.

D'après l'article 7.4.2.1 du RPA99, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 4\% \text{ , en zone courante.}$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ , en zone recouvrement.}$$

$$A_s^{min} = \frac{A_s}{bh} > 0.5\%$$

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

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .

V.3.1 Calcul du ferraillage de la poutre 35x85

Les sollicitations internes (moments, efforts tranchants) sont données par le logiciel « ETABS ».

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

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

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.12 Calcul de la section d'aciers de la poutre 35x85

	b (m)	h (m)	d (m)	M (KN.m)	μ	α	Z (m)	A _s (cm ²)
travée	0.35	0.85	0.765	116.72	0.0401	0.0512	0.7493	4.48
app. Sup	0.35	0.85	0.765	77.85	0.0268	0.0339	0.7546	2.96
app. Inf	0.35	0.85	0.765	70.82	0.0243	0.0308	0.7556	2.69

Tab.V.13 Choix des armatures longitudinales de la poutre 35x85

	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{rpa} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)
travée	4.48	3.23	14.87	4HA20 +2HA16	16.59

app. Sup	2.96	3.23	14.87	4HA20 +2HA16	16.59
app. Inf	2.69	3.23	14.87	4HA20 +2HA16	16.59

• **Vérification au cisaillement**

D'après l'article A.5.1.2.1.1 du CBA93 (fissuration peu nuisible).

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] = \min [3.33, 4] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 d} = \frac{65.82}{0.35 \times 0.85} 10^{-3} = 0.246 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte du béton

Tab.V.14 Contrainte dans le béton (poutre 35x85)

	b (cm)	d (cm)	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{ult} (MPa)	condition
travée	35	76.5	116.72	76.46	370766.8	2.41	15	vérifiée
app. Sup	35	76.5	77.85	76.47	460753.65	1.29	15	vérifiée
app. Inf	35	76.5	70.82	76.47	460753.65	1.18	15	vérifiée

Espacement des armatures transversales

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99, l'espacement maximal est :

$$\begin{cases} s \leq \min(h/4, 12\phi) \\ s \leq h/2 \end{cases}$$

En zone nodale : $s \leq 21.25 \text{ cm}$, on prend : $s = 10 \text{ cm}$.

En travée : $s \leq 42.5 \text{ cm}$, on prend : $s = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section d'armatures transversales

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 = 2.01 cm²

Longueur de recouvrement

$$40\phi = 80 \text{ cm.}$$

V.3.2 Calcul de ferraillage de la poutre 35x65

Les sollicitations internes (moments, efforts tranchants) sont données par le logiciel « ETABS ».

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.15 Calcul de la section d'aciers de la poutre 35x65

	b (m)	h (m)	d (m)	M (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)
travée	0.35	0.65	0.585	34.21	0.0201	0.0254	0.5791	1.70
app. Sup	0.35	0.65	0.585	171.88	0.1011	0.1334	0.5538	8.92
app. Inf	0.35	0.65	0.585	165.64	0.0974	0.1283	0.5550	8.58

Tab.V.16 Choix des armatures longitudinales de la poutre 35x65

	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{rpa} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm ²)
travée	1.70	2.47	11.37	6HA16	12.06
app. Sup	8.92	2.47	11.37	6HA16	12.06
app. Inf	8.58	2.47	11.37	6HA16	12.06

Vérification au cisaillement

D'après l'article A.5.1.2.1.1 du CBA93 (fissuration peu nuisible).

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] = \min [3.33, 4] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{b_0 d} = \frac{44.07}{0.35 \times 0.65} 10^{-3} = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte du béton

Tab.V.17 Contrainte dans le béton (poutre 35x65)

	b (cm)	d (cm)	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{ult} (MPa)	condition
travée	35	58.5	34.21	58.47	120517.17	1.66	15	vérifiée
app. Sup	35	58.5	171.88	58.47	143139.87	7.02	15	vérifiée
app. Inf	35	58.5	165.64	58.47	143139.87	6.77	15	vérifiée

Espacement des armatures transversales

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99, l'espacement maximal est :

$$\begin{cases} s \leq \min(h/4, 12\phi_t) \\ s \leq h/2 \end{cases}$$

En zone nodale : $s \leq 16.25 \text{ cm}$, on prend : $s = 10 \text{ cm}$.

En travée : $s \leq 32.5 \text{ cm}$, on prend : $s = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section d'armatures transversales

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 = 2.01 cm²

Longueur de recouvrement

$$40\phi = 80 \text{ cm.}$$

V.3.3 Calcul de ferrailage de la poutre 35x55

Les sollicitations internes (moments, efforts tranchants) sont données par le logiciel « ETABS ».

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

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

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.18 Calcul de la section d'aciers de la poutre 35x55

	b (m)	h (m)	d (m)	M (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)
travée	0.35	0.55	0.495	22.68	0.0186	0.0235	0.4903	1.33
app. Sup	0.35	0.55	0.495	45.55	0.0374	0.0477	0.4856	2.70
app. Inf	0.35	0.55	0.495	37	0.0304	0.0386	0.4874	2.18

Tab.V.19 Choix des armatures longitudinales de la poutre 35x55

	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{rpa} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm ²)
travée	1.33	2.09	9.62	4HA16 +2HA12	10.3
app. Sup	2.70	2.09	9.62	4HA16 +2HA12	10.3
app. Inf	2.18	2.09	9.62	4HA16 +2HA12	10.3

Vérification au cisaillement

D'après l'article A.5.1.2.1.1 du CBA93 (fissuration peu nuisible).

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] = \min [3.33, 4] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{b_0 d} = \frac{35.14}{0.35 \times 0.55} 10^{-3} = 0.182 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte du béton

Tab.V.20 Contrainte dans le béton (poutre 35x55)

	b (cm)	d (cm)	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{ult} (MPa)	condition
travée	35	49.5	22.68	49.47	67330.989	1.67	15	vérifiée
app. Sup	35	49.5	45.55	49.48	86009.185	2.62	15	vérifiée
app. Inf	35	49.5	37	49.48	86009.185	2.13	15	vérifiée

Espacement des armatures transversales

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99, l'espacement maximal est :

$$\begin{cases} s \leq \min(h/4, 12\phi_t) \\ s \leq h/2 \end{cases}$$

En zone nodale : $s \leq 13.75 \text{ cm}$, on prend : $s = 10 \text{ cm}$.

En travée : $s \leq 27.5 \text{ cm}$, on prend : $s = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section d'armatures transversales

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 = 2.01 cm²

Longueur de recouvrement

$$40\phi = 64 \text{ cm.}$$

V.3.4 Calcul de ferrailage de la poutre 35x45

Les sollicitations internes (moments, efforts tranchants) sont données par le logiciel « ETABS ».

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.21 Calcul de la section d'aciers de la poutre 35x45

	b (m)	h (m)	d (m)	M (KN.m)	μ	α	Z (m)	A _s (cm ²)
travée	0.35	0.45	0.405	14.65	0.0180	0.0227	0.4013	1.05
app. Sup	0.35	0.45	0.405	119.94	0.1471	0.1999	0.3726	9.25
app. Inf	0.35	0.45	0.405	87.03	0.1068	0.1415	0.3821	6.55

Tab.V.22 Choix des armatures longitudinales de la poutre 35x45

	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{rpa} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)
travée	1.05	1.71	7.87	4HA16	8.04
app. Sup	9.25	1.71	7.87	4HA16	8.04
app. Inf	6.55	1.71	7.87	4HA16	8.04

Vérification au cisaillement

D'après l'article A.5.1.2.1.1 du CBA93 (fissuration peu nuisible).

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] = \min [3.33, 4] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{b_0 d} = \frac{108.82}{0.35 \times 0.45} 10^{-3} = 0.691 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte du béton

Tab.V.23 Contrainte dans le béton (poutre 35x45)

	b (cm)	d (cm)	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{ult} (MPa)	condition
travée	35	40.5	14.65	40.48	26657.979	2.22	15	vérifiée
app. Sup	35	40.5	119.94	40.48	40010.384	12.14	15	vérifiée
app. Inf	35	40.5	87.03	40.48	40010.384	8.81	15	vérifiée

Espacement des armatures transversales

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99, l'espacement maximal est :

$$\begin{cases} s \leq \min(h/4, 12\phi_t) \\ s \leq h/2 \end{cases}$$

En zone nodale : $s \leq 11.25 \text{ cm}$, on prend : $s = 10 \text{ cm}$.

En travée : $s \leq 22.5 \text{ cm}$, on prend : $s = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section d'armatures transversales

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement

$$40\phi = 64 \text{ cm.}$$

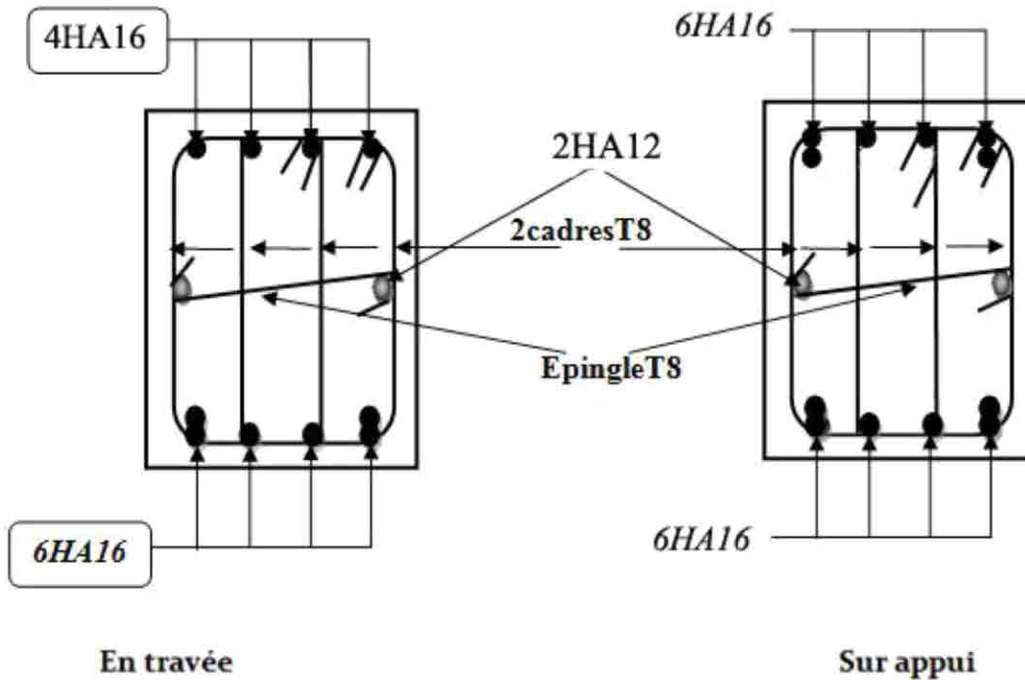


Fig.V.2 Schéma de ferrailage de la poutre 35x65

V.4. Les voiles

V.4.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles des forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et charge sismique.

- **Voiles pleins**

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

- **Aciers verticaux**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/version 2003** :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes (extrémités) devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(1/10)** de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

- **Aciers horizontaux**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à **(90°)** ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5 \times e$ avec e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30$ cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- $\Phi_t = 6$ mm lorsque $\Phi_v \leq 20$ mm.
- $\Phi_t = 8$ mm lorsque $\Phi_v > 20$ mm.

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

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

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

V.4.2 Calcul du ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min (h_0/2 ; 2 \times l'/3).$$

Avec : l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_0 : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

V.4.3 Etude des sections

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible:

Section entièrement comprimée. SEC.

Section entièrement tendue. SET.

Section partiellement comprimée SPC.

V.4.3.1 Section partiellement comprimée SPC

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

A : Surface.

I : moment d'inertie.

M : moment de flexion.

- Si : $M > 0$ $\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' L_t ' en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_b}{L_t} = \frac{\sigma_a}{L - L_t} \dots\dots\dots L_t = \frac{L \sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0.5 \times \sigma_b \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cd} = T \times \gamma_s / f_e$

- Si $M < 0$ $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$:

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L_t} = \frac{\sigma_b}{L - L_t} \dots\dots\dots L_t = \frac{L \sigma_a}{\sigma_a + \sigma_b}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0.5 \times \sigma_a \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cd} = T \times \gamma_s / f_e$

V.4.3.2 Section entièrement comprimée SEC

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A , σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

V.4.3.3 Section entièrement tendue. SET

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B) :

- la longueur tendue est égal à « L »..... $L=L_T$.
- l'effort de traction est donnée par : $T = (3\sigma_a + \sigma_b)L \times b / 2$
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{cal} = T \times \gamma_s$

V.5 Ferrailage des voiles

V.5.1 Calcul de ferrailage vertical

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% b \times L$ globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10\% b \times L$ dans la zone courante.

La disposition des voiles est représentée ci-dessous :

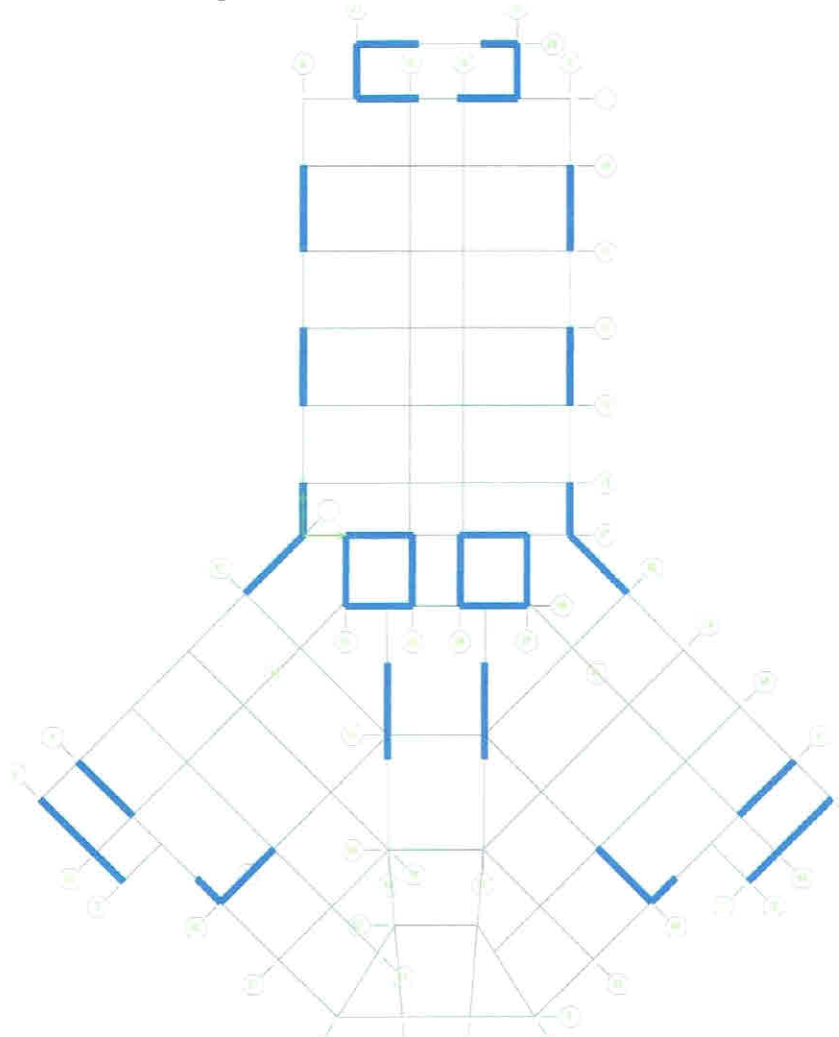


Fig.V.3 Disposition des voiles

V.5.1.1 Voile VY1 (e=35 cm)

$L=3.2$ m (voile entre nus des poteaux).

Les données utilisées sont les suivantes :

Section : $L=3.2$ m , $b = 0.35$ m.

Moment d'inertie : $I = 0.35 \times (3.2)^3 / 12 = 0.9557$ m⁴.

$M = 3336$ KN.m.

N = 4284 KN.m

Les valeurs à calculer sont :

$$\begin{cases} \sigma_b = -1759.8 \text{ MPa} \\ \sigma_a = 9409.82 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Section Partiellement Comprimée}$$

$$L_t = \frac{L \sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b} = 0.504 \text{ m}$$

$$T = 0.50 \times \sigma_b \times L_t \times b = 155.27 \text{ KN}$$

$$A_{cal} = \frac{T \gamma_s}{f_e} = 3.88 \text{ cm}^2$$

Pour une face : $A_{face}^{cal} = \frac{A_{cal}}{2 \times L_t} = 3.85 \text{ cm}^2$

• **Armatures minimales exigées par le RPA 99**

D'après l'article 7.7.4.1 du RPA 99 : $A_{rpa} = 0,20\% \text{ b } L_t$.

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{minRPA} = 3.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots A_{RPA} \text{ (ml/face)} = A_{RPA} / (2 \times L_t) = 3.50 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$A_{min} = 0.0015 \times b \times L = 0.0015 \times 0.35 \times 3.2 = 16.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{min(ml/face)} = A_{min} / (2 \times L_t) = 2.63 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$A_{adopté} = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 3.85 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Alors, Pour toute la longueur du voile : $A_v \text{ (2faces)} = 2 \times 3.2 \times 3.85 = 24.64 \text{ cm}^2$.

$St \leq \min (1.5 \times e , 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ On choisit : **St= 20 cm.**

En zone courante

$$A_s = 9.09 \text{ cm}^2 \text{ et } St \leq \min (1.5 \times e , 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit: } \mathbf{St= 20cm.}$$

Alors, on prend :

En zone d'about

$$A_s = 1.23 \text{ cm}^2 . \quad S_{ta} = St/2 = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

Alors, on prend :

On a $L = 3.20 \text{ m.} \quad A_{cal} = 3.88 \text{ cm}^2$.

On calcul de la même manière les autres voiles, dont les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.V.24 Résultats de ferraillage longitudinal des voiles

	VX1				VY1			
L (m)	2.1	2.1	2.1	2.1	3.2	3.2	3.2	3.2
b (m)	0.35	0.30	0.25	0.20	0.35	0.3	0.25	0.2
I (m⁴)	0.2701	0.2315	0.1929	0.1544	0.9557	0.8192	0.6827	0.5461
S (m²)	0.735	0.630	0.525	0.420	1.12	0.96	0.8	0.64
y (m)	1.050	1.050	1.050	1.050	1.6	1.6	1.6	1.6

M (KN.m)	1753	463	291	169	3336	2864	1909	1077
N (KN)	2742	2301	1578	778	4284	3553	2395	1155
σ_b (MPa)	-3085.38	1552.61	1422.04	702.72	-1759.8	-1892.7	-1480.4	-1350.5
σ_a (MPa)	10546.61	5752.15	4589.39	3002.04	9409.82	9294.79	7467.97	4959.96
L_t (m)	0.475	-0.776	-0.943	-0.642	0.504	0.541	0.529	0.685
Nature section	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC
T (KN)	256.64				155.27	153.70	97.97	92.50
A_{cal} (cm²)	6.42				3.88	3.84	2.45	2.31
A_{min} RPA (cm²)	3.33				3.53	3.25	2.65	2.74
A_{min} (cm²)	11.03	9.45	7.88	6.30	16.80	14.40	12.00	9.60
A_{RPA} face (cm²)	3.50				3.50	3.00	2.50	2.00
A_{cal} face (cm²)	6.75				3.85	3.55	2.31	1.69
A_{min} face (cm²)	2.63	2.25	1.88	1.50	2.63	2.25	1.88	1.50
A_s (cm²)	6.75	2.25	1.88	1.50	3.85	3.55	2.50	2.00
A_v (cm²)	28.35	9.45	7.88	6.30	24.64	22.71	16.00	12.80
choix	20HA14	20HA8	18HA8	18HA10	32HA10	30HA10	34HA8	26HA8

	VX2				VY2			
L (m)	3.5	3.5	3.5	3.5	5	5	5	5
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
I (m⁴)	1.2505	1.0719	0.8932	0.7146	3.6458	3.1250	2.6042	2.0833
S (m²)	1.225	1.05	0.875	0.7	1.75	1.5	1.25	1
y (m)	1.75	1.75	1.75	1.75	2.5	2.5	2.5	2.5
M (KN.m)	6330	1720	1183	996	10760	6919	3601	1393
N (KN)	4225	3485	2360	1157	4133	3277	2167	1045

σ_b (MPa)	-5409.33	510.88	379.43	-786.33	-	-	-	-626.60
σ_a (MPa)	12307.29	6127.21	5014.86	4092.04	9740.00	7719.87	5190.56	2716.60
L_t (m)	1.069	-0.318	-0.286	0.564	1.700	1.513	1.246	0.937
Nature section	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
T (KN)	1011.61			44.36	1492.23	760.55	268.48	58.72
A_{cal} (cm ²)	25.29			1.11	37.31	19.01	6.71	1.47
A_{min} RPA (cm ²)	7.48			2.26	11.90	9.08	6.23	3.75
A_{min} (cm ²)	18.38	15.75	13.13	10.50	26.25	22.50	18.75	15.00
A_{RPA} face (cm ²)	3.50			2.00	3.50	3.00	2.50	2.00
A_{cal} face (cm ²)	11.83			0.98	10.97	6.28	2.69	0.78
A_{min} face (cm ²)	2.63	2.25	1.88	1.50	2.63	2.25	1.88	1.50
A_s (cm ²)	11.83	2.25	1.88	2.00	10.97	6.28	2.69	2.00
A_v (cm ²)	82.83	15.75	13.13	14.00	109.74	62.82	26.93	20.00
choix (cm ²)	28HA20	34HA8	32HA8	32HA8	56HA16	42HA14	38HA10	38HA10

	VY3				VY4			
L (m)	4.55	4.55	4.55	4.55	3.05	3.05	3.05	3.05
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
I (m⁴)	2.7474	2.3549	1.9624	1.5699	0.8275	0.7093	0.5911	0.4729
S (m²)	1.5925	1.365	1.1375	0.91	1.0675	0.915	0.7625	0.61
y (m)	2.275	2.275	2.275	2.275	1.525	1.525	1.525	1.525
M (KN.m)	8378	5330	2878	1239	3042	3001	1921	1029
N (KN)	2732	2029	1280	595	4455	3399	2129	991
σ_b (MPa)	-5221.92	-3662.69	-2211.13	-1141.59	-1432.56	-2737.27	-2163.96	-1693.87
σ_a (MPa)	8653.01	6635.58	4461.68	2449.28	9779.17	10166.78	7748.22	4943.05

L_t (m)	1.712	1.618	1.508	1.447	0.390	0.647	0.666	0.778
Nature section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
T (KN)	1564.87	889.08	416.72	165.13	97.70	265.64	180.11	131.85
A_{cal} (cm²)	39.12	22.23	10.42	4.13	2.44	6.64	4.50	3.30
A_{min RPA}(cm²)	11.99	9.71	7.54	5.79	2.73	3.88	3.33	3.11
A_{min} (cm²)	23.89	20.48	17.06	13.65	16.01	13.73	11.44	9.15
A_{RPA face} (cm²)	3.50	3.00	2.50	2.00	3.50	3.00	2.50	2.00
A_{cal face} (cm²)	11.42	6.87	3.45	1.43	3.13	5.13	3.38	2.12
A_{min face} (cm²)	2.63	2.25	1.88	1.50	2.63	2.25	1.88	1.50
A_s (cm²)	11.42	6.87	3.45	2.00	3.50	5.13	3.38	2.12
A_v (cm²)	103.95	62.49	31.44	18.20	21.35	31.31	20.63	12.92
choix (cm²)	52HA16	42HA14	40HA10	38HA8	28HA10	28HA12	28HA10	28HA8

	V1				V3 , V4			
L (m)	4.8	4.8	4.8	4.8	4.5	4.5	4.5	4.5
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
I (m⁴)	3.2256	2.7648	2.3040	1.8432	2.6578	2.2781	1.8984	1.5188
S (m²)	1.68	1.44	1.2	0.96	1.575	1.35	1.125	0.9
y (m)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.25	2.25	2.25	2.25
M (KN.m)	8204	5839	3036	1397	5391	2330	1235	416
N (KN)	6152	4582	2838	1310	3170	3018	1906	888
σ_b (MPa)	-2442.26	-1886.63	-797.50	-454.43	-2551.11	-65.68	230.52	370.37
σ_a (MPa)	9766.07	8250.52	5527.50	3183.59	6576.51	4536.79	3157.93	1602.96
L_t (m)	0.960	0.893	0.605	0.600	1.258	0.064	-0.354	-1.352
Nature section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SEC

T (KN)	410.40	252.81	60.33	27.25	561.50	0.63	10.21	50.08
A_{cal} (cm²)	10.26	6.32	1.51	0.68	14.04	0.02	0.26	1.25
A_{min RPA}(cm²)	6.72	5.36	3.03	2.40	8.80	0.39	-1.77	-5.41
A_{min} (cm²)	25.20	21.60	18.00	14.40	23.63	20.25	16.88	13.50
A^A_{RPA face} (cm²)	3.50	3.00	2.50	2.00	3.50	3.00	2.50	2.00
A_{cal face} (cm²)	5.34	3.54	1.25	0.57	5.58	0.12	-0.36	-0.46
A_{min face} (cm²)	2.63	2.25	1.88	1.50	2.63	2.25	1.88	1.50
A_s (cm²)	5.34	3.54	2.50	2.00	5.58	3.00	1.88	1.50
A_v (cm²)	51.29	33.96	24.00	19.20	50.23	27.00	16.88	13.50
choix (cm²)	46HA12	44HA10	48HA8	40HA8	46HA12	36HA10	36HA8	36HA8

	V5				V6			
L (m)	2.35	2.35	2.35	2.35	2	2	2	2
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
I (m⁴)	0.3785	0.3244	0.2704	0.2163	0.2333	0.2000	0.1667	0.1333
S (m²)	0.8225	0.705	0.5875	0.47	0.7	0.6	0.5	0.4
y (m)	1.175	1.175	1.175	1.175	1	1	1	1
M (KN.m)	1543	1248	641	245	1002	913	548	302
N (KN)	1404	1030	625	248	1032	751	462	209
σ_b (MPa)	-3082.77	-3058.70	-1721.87	-803.26	-2820.00	-3313.33	-2364.00	-1742.50
σ_a (MPa)	6496.75	5980.69	3849.52	1858.58	5768.57	5816.67	4212.00	2787.50
L_t (m)	0.756	0.795	0.726	0.709	0.657	0.726	0.719	0.769
Nature section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
T (KN)	407.98	364.83	156.32	56.96	324.07	360.73	212.46	134.05
A_{cal} (cm²)	10.20	9.12	3.91	1.42	8.10	9.02	5.31	3.35
A_{min RPA}(cm²)	5.29	4.77	3.63	2.84	4.60	4.35	3.59	3.08

$A_{min} (cm^2)$	12.34	10.58	8.81	7.05	10.50	9.00	7.50	6.00
$A_{RPA\ face} (cm^2)$	3.50	3.00	2.50	2.00	3.50	3.00	2.50	2.00
$A_{cal\ face} (cm^2)$	6.74	5.74	2.69	1.00	6.17	6.21	3.69	2.18
$A_{min\ face} (cm^2)$	2.63	2.25	1.88	1.50	2.63	2.25	1.88	1.50
$A_s (cm^2)$	6.74	5.74	2.69	2.00	6.17	6.21	3.69	2.18
$A_v (cm^2)$	31.69	26.95	12.64	9.40	24.68	24.85	14.78	8.71
choix	22HA14	24HA12	26HA8	20HA8	22HA12	24HA12	20HA10	20HA8

	V2				VY5			
L (m)	4.44	4.44	4.44	4.44	5.6	5.6	5.6	5.6
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
I (m⁴)	2.5529	2.1882	1.8235	1.4588	5.1221	4.3904	3.6587	2.9269
S (m²)	1.554	1.332	1.11	0.888	1.96	1.68	1.4	1.12
y (m)	2.22	2.22	2.22	2.22	2.8	2.8	2.8	2.8
M (KN.m)	6739	4831	1974	775	15007	7461	3440	1168
N (KN)	2364	1764	1088	497	3055	2201	1363	628
σ_b (MPa)	-4338.97	-3576.86	-1423.03	-619.70	-6644.86	-3448.17	-1659.08	-556.63
σ_a (MPa)	7381.44	6225.51	3383.39	1739.07	9762.21	6068.41	3606.22	1678.06
L_t (m)	1.644	1.620	1.315	1.166	2.268	2.029	1.765	1.395
Nature section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
T (KN)	1248.11	869.25	233.83	72.29	2637.34	1049.48	365.94	77.64
$A_{cal} (cm^2)$	31.20	21.73	5.85	1.81	65.93	26.24	9.15	1.94
$A_{min\ RPA} (cm^2)$	11.51	9.72	6.57	4.67	15.88	12.17	8.82	5.58
$A_{min} (cm^2)$	23.31	19.98	16.65	13.32	29.40	25.20	21.00	16.80

$A_{RPA \text{ face}} (\text{cm}^2)$	3.50	3.00	2.50	2.00	3.50	3.00	2.50	2.00
$A_{cal \text{ face}} (\text{cm}^2)$	9.49	6.71	2.22	0.77	14.54	6.47	2.59	0.70
$A_{min \text{ face}} (\text{cm}^2)$	2.63	2.25	1.88	1.50	2.63	2.25	1.88	1.50
$A_s (\text{cm}^2)$	9.49	6.71	2.50	2.00	14.54	6.47	2.59	2.00
$A_v (\text{cm}^2)$	84.28	59.55	22.20	17.76	162.80	72.41	29.03	22.40
choix	42HA16	40HA14	46HA8	38HA8	52HA20	48HA14	60HA8	46HA8

	VY6				VX5			
L (m)	4.15	4.15	4.15	4.15	2.3	2.3	2.3	2.3
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
I (m⁴)	2.0846	1.7868	1.4890	1.1912	0.3549	0.3042	0.2535	0.2028
S (m²)	1.4525	1.245	1.0375	0.83	0.805	0.69	0.575	0.46
y (m)	2.075	2.075	2.075	2.075	1.15	1.15	1.15	1.15
M (KN.m)	6449	4512	2245	971	1881	1809	862	446
N (KN)	3372	2444	1633	787	2132	1781	1194	601
σ_b (MPa)	-4097.66	-3276.61	-1554.49	-743.20	-3447.15	-4258.16	-1834.25	-1222.78
σ_a (MPa)	8740.69	7202.71	4702.44	2639.58	8744.05	9420.48	5987.30	3835.82
L_t (m)	1.325	1.298	1.031	0.912	0.650	0.716	0.539	0.556
Nature section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
T (KN)	949.84	637.76	200.34	67.76	392.32	457.32	123.67	67.98
$A_{cal} (\text{cm}^2)$	23.75	15.94	5.01	1.69	9.81	11.43	3.09	1.70
$A_{min \text{ RPA}} (\text{cm}^2)$	9.27	7.79	5.16	3.65	4.55	4.30	2.70	2.22
$A_{min} (\text{cm}^2)$	21.79	18.68	15.56	12.45	12.08	10.35	8.63	6.90
$A_{RPA \text{ face}} (\text{cm}^2)$	3.50	3.00	2.50	2.00	3.50	3.00	2.50	2.00
$A_{cal \text{ face}} (\text{cm}^2)$	8.96	6.14	2.43	0.93	7.54	7.98	2.87	1.53

$A_{\min \text{ face}} (\text{cm}^2)$	2.63	2.25	1.88	1.50	2.63	2.25	1.88	1.50
$A_s (\text{cm}^2)$	8.96	6.14	2.50	2.00	7.54	7.98	2.87	2.00
$A_v (\text{cm}^2)$	74.40	50.99	20.75	16.60	34.69	36.73	13.18	9.20
choix	38HA16	34HA14	42HA8	36HA8	24HA14	24HA14	20HA10	20HA8

	VY8				VX4			
L (m)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.66	0.66	0.66	0.66
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
I (m⁴)	0.0019	0.0016	0.0013	0.0011	0.0084	0.0072	0.0060	0.0048
S (m²)	0.14	0.12	0.1	0.08	0.231	0.198	0.165	0.132
y (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.33	0.33	0.33	0.33
M (KN.m)	100	133	94	57	280	457	440	341
N (KN)	453	418	260	131	537	367	247	120
σ_b (MPa)	-7478.57	-13141.6	-11500	-9050.00	-8694.61	-19129	-22745.4	-22575.7
σ_a (MPa)	13950.00	20108.33	16700.00	12325.00	13343.96	22836.09	25739.39	24393.94
L_t (m)	0.140	0.158	0.163	0.169	0.260	0.301	0.310	0.317
Nature section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
T (KN)	182.70	311.65	234.49	153.27	396.19	863.24	880.31	716.16
A_{cal} (cm²)	4.57	7.79	5.86	3.83	9.90	21.58	22.01	17.90
A_{min RPA}(cm²)	0.98	0.95	0.82	0.68	1.82	1.81	1.55	1.27
A_{min} (cm²)	2.10	1.80	1.50	1.20	3.47	2.97	2.48	1.98
A_{RPA face} (cm²)	3.50	3.00	2.50	2.00	3.50	3.00	2.50	2.00
A_{cal face} (cm²)	16.36	24.64	17.97	11.31	19.02	35.87	35.54	28.22
A_{min face} (cm²)	2.63	2.25	1.88	1.50	2.63	2.25	1.88	1.50
A_s (cm²)	16.36	24.64	17.97	11.31	19.02	35.87	35.54	28.22
A_v (cm²)	13.09	19.71	14.38	9.05	25.11	47.34	46.91	37.25

choix	8HA16	8HA20	8HA16	6HA14	10HA20	10HA25	10HA25	12HA20
-------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	--------	--------

Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles

La vérification de cisaillement se fait comme suite : (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = 1.4 \times V / (b \times 0.90 \times L) \quad , \quad \tau_{ult} = \min(0.20 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 5 \text{ Mpa} .$$

Les résultants des vérifications sont donnés par le tableau ci-dessous.

Calcul de ferraillage horizontal

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_s}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\delta_s (\tau_u - 0,3 f_{tj \times k})}{0,9 f_e} \quad \text{C.B.A.93 Art A.5.1.2.3.}$$

$K = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable et en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est :

Pour: $\tau \leq 0.0025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$ $A_t = 0.0015 \times b \times L$.

Pour: $\tau > 0.0025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$ $A_t = 0.0025 \times b \times L$.

• **Exemple d'application**

Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ$ $K = 0$.

$S_t \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm})$ (Art 7.7.4.3 RPA99).

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ $A_t \geq 18.38 \text{ cm}^2$

Ferraillage minimal du RPA 99

On a: $\tau = 1.04 \text{ MPa} > 0.625 \text{ MPa}$ $A_t = 0.25\% b \times L = 11.03 \text{ cm}^2$.

$A_t = \max(11.03 ; 18.38) \text{ cm}^2 = 18.38 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2) = 12 \text{ HA14 cm}^2$.

Les résultats de calcul des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab.V.25 Ferraillage horizontal et vérification de la contrainte de cisaillement

	VX1				VY1			
L (m)	2.10	2.10	2.10	2.10	3.2	3.2	3.2	3.2
b (m)	0.35	0.30	0.25	0.20	0.35	0.3	0.25	0.2
V (KN)	491	177	142	89	653	900	784	556
τ_{ult} (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
τ (MPa)	1.04	0.44	0.42	0.33	0.907	1.458	1.524	1.351
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$A_{t \text{ RPA}}$ (cm²)	11.03	9.45	7.88	6.30	16.80	14.40	12.00	9.60
A_t (cm²)	18.38	9.45	7.88	6.30	28.00	24.00	20.00	16.00
A_t (cm²/ml/face)	4.38	2.25	1.88	1.50	4.38	3.75	3.13	2.50
A_{adopt} (cm²)	24HA10	20HA8	18HA8	16HA8	26HA12	22HA12	18HA12	16HA12

	VX2				VY2			
--	-----	--	--	--	-----	--	--	--

L (m)	3.5	3.5	3.5	3.5	5	5	5	5
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
V (KN)	1093	543	472	387	1043	1171	963	620
τ_{ult} (MPa)	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
τ (MPa)	1.388	0.804	0.839	0.860	0.927	1.214	1.198	0.964
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$A_{t RPA}$ (cm ²)	18.375	15.750	13.125	10.500	26.250	22.500	18.750	15.000
A_t (cm ²)	30.625	26.250	21.875	17.500	43.750	37.500	31.250	25.000
A_t (cm ² /ml/face)	4.375	3.750	3.125	2.500	4.375	3.750	3.125	2.500
A_{adopt} (cm ²)	16HA16	18HA14	16HA14	16HA12	22HA16	20HA16	28HA12	24HA12

	VY3				VY4			
L (m)	4.55	4.55	4.55	4.55	3.05	3.05	3.05	3.05
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
V (KN)	908	957	822	577	694	1046	823	528
τ_{ult} (MPa)	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
τ (MPa)	0.887	1.091	1.124	0.986	1.011	1.778	1.679	1.346
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$A_{t RPA}$ (cm ²)	23.888	20.475	17.063	13.650	16.013	13.725	11.438	9.150
A_t (cm ²)	39.813	34.125	28.438	22.750	26.688	22.875	19.063	15.250
A_t (cm ² /ml/face)	4.375	3.750	3.125	2.500	4.375	3.750	3.125	2.500
A_{adopt} (cm ²)	26HA14	24HA14	20HA14	16HA14	18HA14	22HA12	18HA12	20HA10

	V1				V3, V4			
L (m)	4.8	4.8	4.8	4.8	4.5	4.5	4.5	4.5
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
V (KN)	1333	1939	1398	838	1140	849	605	288
τ_{ult} (MPa)	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
τ (MPa)	1.234	2.095	1.812	1.358	1.126	0.978	0.837	0.498
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$A_{t RPA}$ (cm ²)	25.200	21.600	18.000	14.400	23.625	20.250	16.875	13.500
A_t (cm ²)	42.000	36.000	30.000	24.000	39.375	33.750	28.125	13.500
A_t (cm ² /ml/face)	4.375	3.750	3.125	2.500	4.375	3.750	3.125	1.500
A_{adopt} (cm ²)	22HA16	18HA16	20HA14	22HA12	26HA14	22HA14	20HA14	18HA10

	V1				V3, V4			
L (m)	2.35	2.35	2.35	2.35	2	2	2	2
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
V (KN)	415	389	269	141	279	329	252	174
τ_{ult} (MPa)	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
τ (MPa)	0.785	0.858	0.712	0.467	0.620	0.853	0.784	0.677
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$A_{t RPA}$ (cm ²)	12.338	10.575	8.813	7.050	10.500	9.000	7.500	6.000
A_t (cm ²)	20.563	17.625	14.688	7.050	10.500	15.000	12.500	10.000

A_t (cm ² /ml/face)	4.375	3.750	3.125	1.500	2.625	3.750	3.125	2.500
A_{adopt} (cm ²)	20HA12	24HA10	20HA10	16HA8	22HA8	20HA10	16HA10	22HA8

	V2				VY5			
L (m)	4.44	4.44	4.44	4.44	5.6	5.6	5.6	5.6
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
V (KN)	1043	1254	701	342	947	609	533	345
τ_{ult} (MPa)	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
τ (MPa)	1.044	1.464	0.982	0.599	0.752	0.564	0.592	0.479
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$A_{t RPA}$ (cm ²)	23.310	19.980	16.650	13.320	29.400	25.200	21.000	16.800
A_t (cm ²)	38.850	33.300	27.750	13.320	49.000	25.200	21.000	16.800
A_t (cm ² /ml/face)	4.375	3.750	3.125	1.500	4.375	2.250	1.875	1.500
A_{adopt} (cm ²)	20HA16	22HA14	20HA14	18HA10	26HA16	24HA12	20HA12	22HA10

	VY6				VX5			
L (m)	4.15	4.15	4.15	4.15	2.3	2.3	2.3	2.3
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
V (KN)	678	1111	828	548	617	1157	724	441
τ_{ult} (MPa)	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
τ (MPa)	0.726	1.388	1.241	1.027	1.192	2.608	1.959	1.491
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$A_{t RPA}$ (cm ²)	21.788	18.675	15.563	12.450	12.075	10.350	8.625	6.900
A_t (cm ²)	36.313	31.125	25.938	20.750	20.125	17.250	14.375	11.500
A_t (cm ² /ml/face)	4.375	3.750	3.125	2.500	4.375	3.750	3.125	2.500
A_{adopt} (cm ²)	20HA16	22HA14	24HA12	20HA12	18HA12	22HA10	20HA10	24HA8

	VY8				VX4			
L (m)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.66	0.66	0.66	0.66
b (m)	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.3	0.25	0.2
V (KN)	90	123	88	54	243	419	403	302
τ_{ult} (MPa)	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
τ (MPa)	1.000	1.594	1.369	1.050	1.636	3.292	3.799	3.559
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$A_{t RPA}$ (cm ²)	2.100	1.800	1.500	1.200	3.465	2.970	2.475	1.980
A_t (cm ²)	3.500	3.000	2.500	2.000	5.775	4.950	4.125	3.300
A_t (cm ² /ml/face)	4.375	3.750	3.125	2.500	4.375	3.750	3.125	2.500
A_{adopt} (cm ²)	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8

V.5.2 Schéma de ferrailage

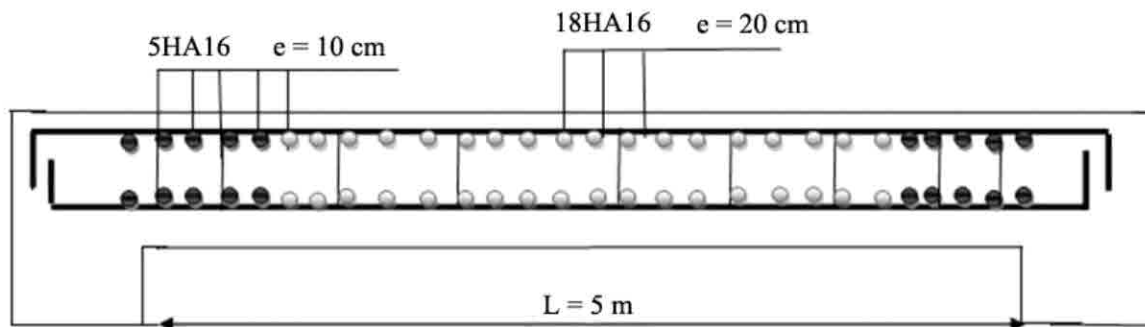


Fig.V.4 Schéma de ferrailage du voile VY2 (e=35 cm)

V.6.Calcul d'un voile avec ouverture

Dans le cas d'un voile avec ouverture, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant d'un linteau.

V.6.1.Introduction

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g), encastées aux extrémités, reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de l'effort tranchant de 40% peut être justifiée à la limite).

Le calcul de ferrailage du linteau se fait comme il est indiqué en article 7.7.3 RPA 99.

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant (V_u), doit être majoré de 40 %.

V.6.2.Exemple de calcul (Linteau 1)

Les caractéristiques géométriques de linteau

$H_e = 7.48$ m , $h = 5.38$ m , $b = 35$ cm , $L = 1.24$ m

Déterminations des sollicitations

En prenant les résultats obtenus par la modélisation avec le logiciel ETABS, on a :

$V_{cal} = 1342$ KN.

$V = 1.4 \times V_{cal} = 1878.8$ KN.

Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99, on a :

$\tau = V / b_0 d$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 5.38 = 4.84$ m

$\tau = 1878.8 \times 10^3 / (3500 \times 4.84) = 3.18$ MPa

$\tau_{ult} = 0.2 f_{c28} = 5$ MPa

$\tau = 3.18$ MPa < $\bar{\tau}_b = 5$ MPa

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

Calcul du ferrailage

$\bar{\tau} = 0.06 \times 25 = 1.5$ MPa

$\tau = 3.18$ MPa > 1.5 MPa ; donc on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux (A_L, A_L') de flexion.
- Des aciers transversaux (A_t).

- Des aciers en partie courante (A_c).
- Des aciers diagonaux (A_d).

• **Calcul de (A_l)**

$\tau = 3.18 \text{ Mpa} > 1.5 \text{ MPa}$

La section minimale exigée par le RPA99 : $(A_L, A_{L'}) \geq 0.0015 \times b \times h$

$(A_l, A_{l'}) \geq 0.0015 \times 35 \times 484 = 28.24 \text{ cm}^2$.

$A_l = A_{l'} = \mathbf{20HA14 \text{ cm}^2}$

• **Calcul de (A_t)**

Condition minimale du RPA 99 (art 4.3.2.2.B) :

$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots\dots\dots A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t$

$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots\dots\dots A^t > 0.0025 \times b \times S_t$

S_t : espacement des armatures transversales.

$\tau = 3,77 > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$S_t \leq \frac{h}{6} = \frac{5.38}{6} = 89 \text{ cm}$, On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$A_t \geq 0.0025 \times 35 \times 20 = \mathbf{1.75 \text{ cm}^2}$.

• **Calcul de (A_c)** : $A_c \geq 0.002 \times b \times h$

$A_c \geq 0.002 \times 35 \times 538 = 37.66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ On prend : $A_c = 20HA16 \text{ cm}^2$

• **Calcul de (A_d)** :

$A_d = V / (2 \times f_c \times \sin \alpha)$

$\tau = 3.18 > 1,5 \text{ MPa}$.

$\text{atg} \alpha = \frac{h-2d}{l} = \frac{5.38-2 \times 0.538}{1.24} = 1.29 \text{ rad} \dots\dots\dots \alpha = 73.97^\circ$

$A_d = (1342 \times 10^3 / 2 \times 400 \times \text{Sin } 73.97) = \mathbf{17.46 \text{ cm}^2}$

$\tau = 3.18 > 0.06 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$

Section minimal du RPA 99:

→ $A_d > 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 35 \times 538 = \mathbf{28.24 \text{ cm}^2}$

→ Donc : $A_d = \max (A_d \text{ calculée} , A_d \text{ RPA}) = \max (17.46 , 28.24)$

$A_d = \mathbf{28.24 \text{ cm}^2}$

Choix des Barres d'aciers

Le ferraillage final du linteau se résume comme suite :

- $A_l = A_{l'} = \mathbf{28.24 \text{ cm}^2}$; soit: $A_L \mathbf{6HA25}$
- $A_t = \mathbf{1.75 \text{ cm}^2}$; soit: $A_t \mathbf{4HA8}$
- $A_c = \mathbf{37.66 \text{ cm}^2}$; soit : $A_c = \mathbf{20HA16}$
- $A_d = \mathbf{28.25 \text{ cm}^2}$; soit: $A_d = \mathbf{6HA20}$

Les résultats dans le tableau suivant :

Tab.V.26 Résultats de ferraillage des Linteaux

	LX1 / LY1					LX2 / LX3				
b (m)	0.35	0.35	0.3	0.25	0.2	0.35	0.35	0.3	0.25	0.2
h (m)	0.96	5.38	1.64	1.64	1.64	0.96	5.38	1.64	1.64	1.64
L (m)	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94

d (m)	0.864	4.842	1.476	1.476	1.476	0.864	4.842	1.476	1.476	1.476
d' (m)	0.096	0.538	0.164	0.164	0.164	0.096	0.538	0.164	0.164	0.164
V (KN)	437	1342	818	563	331	650	2943	959	624	360
1.4V (KN)	611.8	1878.8	1145.2	788.2	463.4	910	4120.2	1342.6	873.6	504
τ_{ult} (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
τ (Mpa)	0.19	3.18	0.51	0.29	0.14	3.01	2.43	3.03	2.37	1.71
$\bar{\tau}$ (Mpa)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
A_{IRPA} (cm²)	5.04	28.245	7.38	6.15	4.92	5.04	28.245	7.38	6.15	4.92
Choix	8HA10	10HA20	6HA14	6HA12	8HA10	8HA10	10HA20	6HA14	6HA12	8HA10
τ_{adm}	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625	0.625
$S_{t \text{ long}}$ (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_t (cm²)	1.05	1.75	0.9	0.75	0.6	1.75	1.75	1.5	1.25	1
Choix	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_c (cm²)	6.72	37.66	9.84	8.2	6.56	6.72	37.66	9.84	8.2	6.56
Choix	14HA8	26HA14	14HA10	18HA8	14HA8	14HA8	26HA14	14HA10	18HA8	14HA8
α	31.79	73.97	46.64	46.64	46.64	39.27	77.72	54.41	54.41	54.41
$A_{d \text{ calculé}}$ (cm²)	0.00	17.46	0.00	0.00	0.00	12.84	37.65	14.75	9.60	5.54
A_d (cm²)	0	28.25	0	0	0	12.84	37.65	0	0	0
Choix	8HA25	16HA25	10HA25	10HA25	10HA25	10HA25	16HA25	12HA25	12HA25	12HA25
λ	1.29	0.23	0.76	0.76	0.76	0.98	0.17	0.57	0.57	0.57
$S_{t \text{ trans}}$ (cm)	52.72	25.65	22.36	26.09	32.99	32.90	9.99	22.40	26.89	33.57

VI.6.3. Schéma de ferrailage

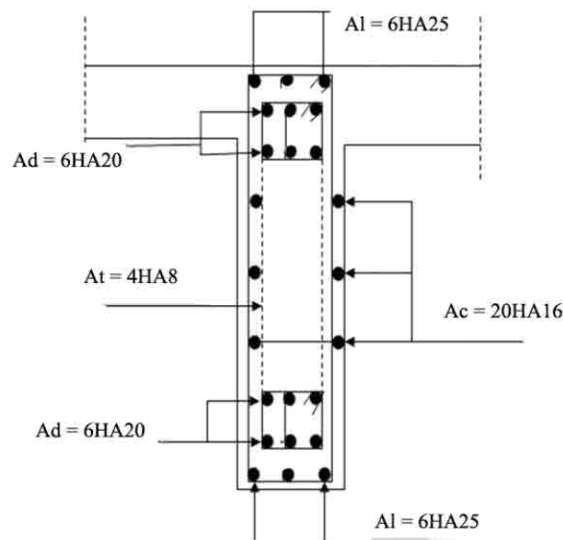


Fig.V.5 Schéma de ferrailage du linteau 1

VI.1 Introduction

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer, c'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, assure la transmission des charges et les répartissent dans le sol.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation spéciale.

On peut les différencier par leur géométrie et leur fonctionnement.

Les combinaisons de calcul, d'après l'article 10.1.4.1 du RPA99 et du BAEL91 qu'on va utilisées sont :

$$G \pm Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

$$1.35G \pm 1.5Q$$

$$G \pm Q$$

VI.2 Choix du type de fondations

D'après le rapport de sol du site concerné par ce chantier, la contrainte admissible du sol est :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}, \text{ qui est relativement faible.}$$

On va d'abord vérifier si on peut adopter des fondations superficielles de types semelles isolées et semelles filantes.

VI.2.1 Semelles isolées

$$S > N / \overline{\sigma}_{sol}$$

N : est l'effort normal transmis à la semelle.

S : surface de la semelle.

On va calculer la surface de la semelle du poteau le plus sollicité

$$N = 5837.24 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$S \geq 5837.24 / 150 = 38.92 \text{ m}^2.$$

Donc : la semelle aura une côte d'au moins **6.3 m**, alors que l'entraxe du poteau sollicité avec un poteau voisin est de **3 m**.

→ On ne peut pas utiliser un système de fondation de semelles isolées.

VI.2.2 Semelles filantes

Les semelles filantes des poteaux vont se croiser avec les semelles filantes des voiles, ce qui n'est pas acceptable.

Donc, passe au radier général.

VI.3 Radier général

Le radier est muni de nervures reliant les poteaux, et qui se comportent comme appuis supportant les panneaux de dalles pleines. Ces derniers supportent les charges du sol résultant du poids du bâtiment et les moments dues aux sollicitations sismiques.

VI.3.1 Pré dimensionnement du radier

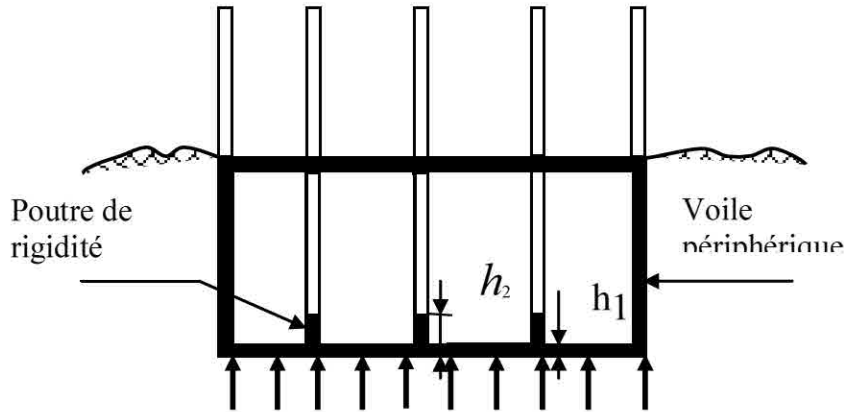


Fig.VI.1 Schéma Statique d'un radier

- **Condition de coffrage**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{9}$$

L_{max} = 7.25 m , d'où : h_r ≥ 80.55 cm..... On prend : **h_r = 80cm.**

- **Condition de rigidité**

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : K=40000KN/m^3 ; E=3.21 \times 10^7 KN/m^2$$

$$D'où : h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{max}^4}{E\pi^4}} = 1.19 m On adopte : **h_t = 120 cm , b = 80 cm.**$$

- **La surface du radier**

La surface totale du bâtiment est calculée à l'aide du logiciel SOCOTEC.

$$S_{bat} = 1252.7 m^2$$

On va déterminer la surface du radier à partir de la condition suivante :

$$\frac{N + P_{rad}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

N : effort normal transmis par la superstructure.

P_{rad} : poids propre du radier.

A partir des résultats fournis par ETABS : N = 175106.47 KN

$$P_{rad} = 25 \times 1252.7 \times 0.80 = 25054 KN$$

$$S_{rad} \geq \frac{N + P_{rad}}{\sigma_{sol}} = \frac{200160.47}{150} = 1334.4 m^2$$

Pour augmenter la surface à plus de 1334.4 m², il faut ajouter un débord sur le périmètre de la fondation.

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 1252.7 + D \times 177.5 \geq 1334.4 m^2$$

$$D \geq 0.46m$$

On va opter pour : **D = 60 cm.**

Alors la surface du radier est : $S_{rad} = 1359.2 \text{ m}^2$

- **Condition de résistance au cisaillement**

D'après le règlement A.5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.15 \times f_{cj} / \gamma_b = 2.5 \text{ MPa}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU : $V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2.S}$

$$V_u = \frac{175106.47 \times 7.2 \times 1}{2 \times 1359.2} = 463.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{463.7}{1 \times 0.72} = 0.640 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(vérifiée)}$$

- **Vérification au poinçonnement**

D'après l'article A.5.2.4.2 du CBA93 : $N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b$

N_u : l'effort normal du poteau le plus sollicité.

$$N_u = 5837.24 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé.

$$\mu_c = 2 \times (a+b+h_t).$$

$$\mu_c = 2 \times (0.6+0.8+2.4) = 7.6 \text{ m}$$

$$N_u = 5837.24 \text{ KN} < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_t \cdot f_{c28} / \gamma_b = 6840 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.3.2 Caractéristiques géométriques du radier

A l'aide du logiciel SOCOTEC, voici les résultats obtenus :

- **Inertie au centre de gravité**

$$I_{xx} = 280456.2 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 88614.7 \text{ m}^4$$

- **Calcul de l'excentricité**

$$\text{Centre de gravité du radier (infrastructure)} : \begin{cases} X_G = 7.78 \text{ m} \\ Y_G = -4.3 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Centre de masse du bâtiment (superstructure)} : \begin{cases} X_G = 7.79 \text{ m} \\ Y_G = -3.03 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} e_x = 0.01 \text{ m} \\ e_y = 1.27 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs du centre de masse de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction de sol bien uniforme.

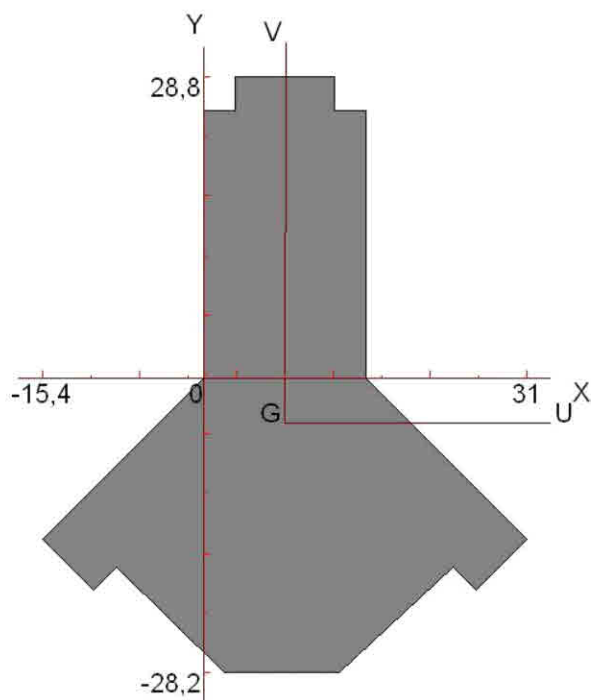


Fig.VI.2 Centre de gravité du radier

VI.3.3 Vérification de la stabilité du radier

VI.3.3.1 Vérification de la stabilité au renversement

D'après l'article 10.1.5 du RPA99, le radier reste stable si : $e = M/N \leq L/4$

Tab.VI.1 Stabilité du radier

N (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	E _x (m)	E _y (m)	L _x /4 (m)	L _y /4 (m)	Observation
175106.47	1551753.23	1030507.71	8.86	5.88	11.6	14.25	Condition vérifiée

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes, donc il n'y a pas un risque de renversement.

VI.3.3.2 Vérification de la contrainte du sol

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4,$$

avec : $\sigma_1 = N/S + M \times V/I$ et $\sigma_2 = N/S - M \times V/I$

$I_x = 280456.2 \text{ m}^4$ et $I_y = 88614.7 \text{ m}^4$

M : le moment sismique à la base.

Tab.VI.2 Calcul des contraintes

	Sens X	Sens Y
M (KN.m)	162331.54	305520.58
S (m²)	1359.2	1359.2
N (KN)	91985.53	91985.53
σ₁(KN/m²)	81.510	147.664
σ₂(KN/m²)	53.843	-12.311
σ_m (KN/m²)	74.593	107.670

σ_m < σ_{adm} = 150KN/m², donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

VI.3.3.3 Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

N = 128235.84 KN : poids propre de la superstructure.

H = 3.06 m : hauteur de la partie ancrée du bâtiment.

F_s = 1.5 : coefficient de sécurité

S_{rad} = 1359.2 m² : surface du radier

γ_w = 10 KN/m³ : poids volumique de l'eau

128235.84 > 62387.28 (KN) condition vérifiée

VI.4 Ferrailage du radier

On va calculer le panneau le plus sollicité

VI.4.1 Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + P_u = \frac{175106.47}{1359.2} + 1.35 \times 0.8 \times 1.35 = 155.83 \text{ KN / m}^2$$

N_u : effort normal ultime

P_u : poids propre du radier

On a pour le panneau le plus sollicité : L_x = 4.70 m, L_y = 7.25 m, ρ = L_x / L_y.

ρ = 0.64 > 0.4 (la dalle porte dans les deux sens).

Tab.VI.3 Moments à l'ELU

panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ	q _u	μ _x	μ _y	M _{ox} (KN.m)	M _{oy} (KN.m)
4.70x7.25	4.70	7.25	0.64	175.5	0.206	0.358	711.63	255.25

VI.4.2. Calcul des sections d'armatures

Pour un panneau intermédiaire :

✓ Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75. M_x$; $M_{ty} = 0,75. M_y$)

✓ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5. M_x$; $M_{ay} = 0,5. M_y$)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tab.VI.4 Ferrailage du radier à l'ELU

	ELU			
	sens x-x		sens y-y	
	appuis	travée	appuis	travée
L_x (m)	4.7		4.7	
L_y (m)	7.25		7.25	
ρ	0.6483		0.6483	
μ_x	0.2067		0.2067	
μ_y	0.3587		0.3587	
Q (KN)	155.83		155.83	
M_0 (KN.m)	711.63		255.25	
M_u (KN.m)	355.82	533.73	127.63	191.44
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.8	0.8	0.8	0.8
d (m)	0.72	0.72	0.72	0.72
μ_{bu}	0.048	0.073	0.017	0.026
α	0.062	0.094	0.022	0.033
z (m)	0.702	0.693	0.714	0.711
A_s (cm ²)	14.56	22.13	5.13	7.74
A_s min (cm ²)	8.69	8.69	8.69	8.69
I (m ⁴)	280456.2	280456.2	88614.7	88614.7
σ_b (MPa)	4.60	6.90	3.38	5.08
$\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Choix des barres	5HA20	5HA25	6HA14	6HA14
A_s adopté (cm ²)	15.71	24.54	9.24	9.24

VI.4.3 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{ (fissuration très nuisible)}$$

$$V_y = V_x = \frac{Q_u \times l_{x,y}}{2 \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{128235.84 \times 7.25}{2 \left(1 + \frac{0.64}{2}\right)} = 352.162 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{352.162}{1 \times 0.72} = 0.489 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

VI.4.4 Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = 522.16 \text{ KN.m}$$

Tab.VI.5 Contrainte de compression dans le béton du radier

		b (m)	d (m)	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	condition
x-x	appuis	1	0.72	261.08	0.72	0.12	1.51	15	vérifiée
	travée	1	0.72	391.62	0.72	0.12	2.27	15	vérifiée
y-y	appuis	1	0.72	93.64	0.72	0.12	0.54	15	vérifiée
	travée	1	0.72	140.47	0.72	0.12	0.81	15	vérifiée

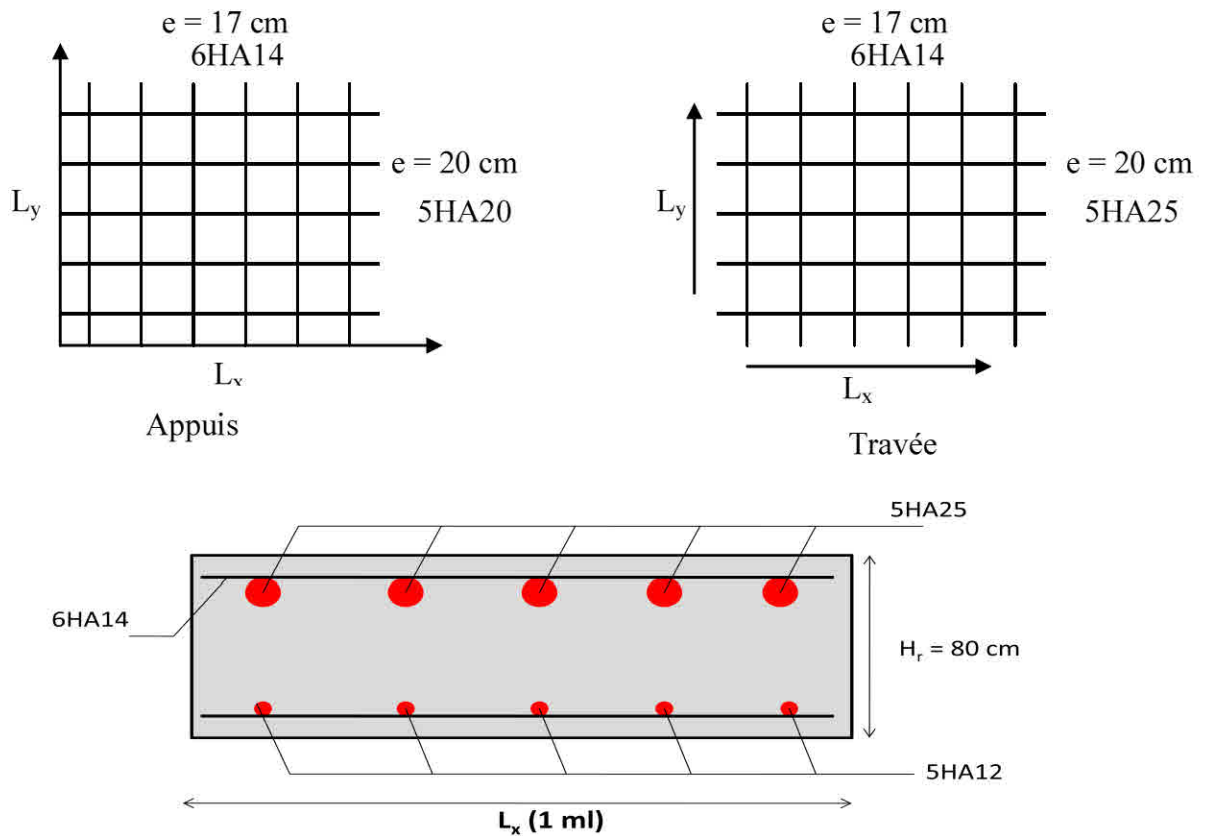


Fig.VI.3 Schéma de ferrailage du radier

VI.5 Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 1 m, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :

$$h = 0.80 \text{ m} \quad \text{et} \quad d = 0.9h = 0.72 \text{ m}$$

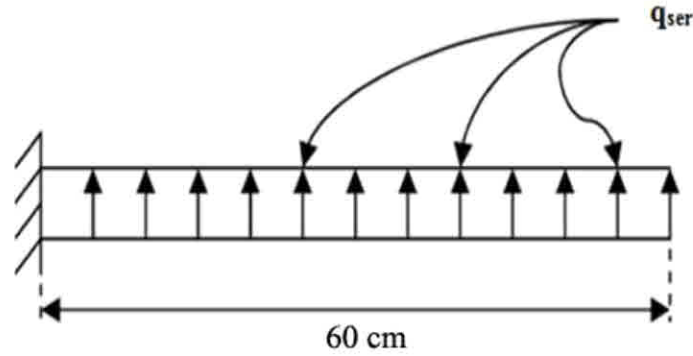


Fig.VI.4 Présentation schématique du débord

La fissuration est très nuisible : $M_{max} = q L^2 / 2$, donc on ferraille à l'ELS

$$q_{ser} = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{128235.84}{1359.2} = 114.34 \text{ KN} / m^2$$

$$M_{max} = q_{ser} \times L^2 / 2 = 114.34 \times (0.6)^2 / 2 = 20.58 \text{ KN.m}$$

Le calcul des armatures longitudinales se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple.

Tab.VI.6 Différents coefficients pour le calcul du ferrailage du débord

f_{c28} (MPa)	θ	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	0.72	14.2	400	348

On utilise les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \\ A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.VI.7 Résultats de calcul du ferrailage du débord

Section	b (cm)	d (cm)	M_{ser} (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
100x80	100	72	20.58	0.0025	0.0035	71.90	0.822	8.69	2.95	6HA14=9.24

Espacement maximal

$$S_t \leq \min(3h; 33) = \min(3 \times 80 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 100/6 = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (vérifiée)}$$

Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2, S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement

$$\text{Sachant que : } V_u = Q_u \times L = 94.34 \times 0.6 = 56.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{56.6}{0.6 \times 0.72} = 0.131 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Pas d'armatures transversales nécessaires.

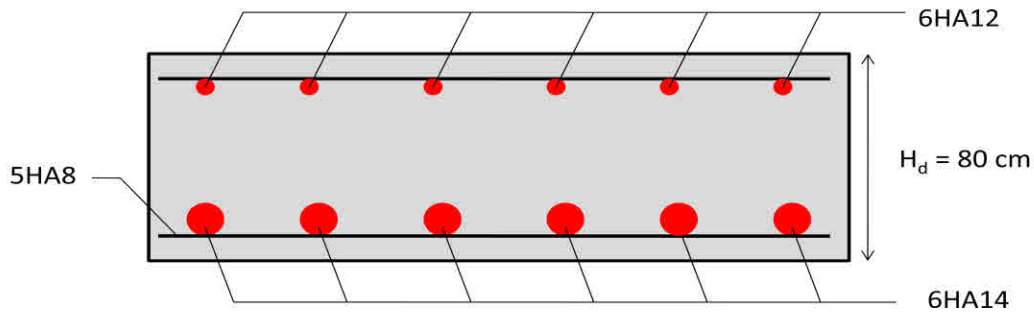


Fig.VI.5 Schéma de ferrailage du débordement (1 ml)

VI.6. Ferrailage de la nervure

VI.6.1 ferrailage longitudinal

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée :

$L = 7.25$ m et $(b \times h) = (80 \times 120)$ cm².

Charge trapézoïdale : $P = \frac{q_u}{2} \left(1 - \frac{\rho^3}{3} \right) l_x$

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Tab.VI.8 Ferrailage de nervure à L'ELU et à l'ELS

	ELU		ELS	
	appuis	travée	appuis	travée
L	7.25	7.25	7.25	7.25
P	297.36	297.36	262.47	262.47
M₀ (KN.m)	1302.50	651.25	1149.67	574.84
M_u (KN.m)	1302.50	651.25	1149.67	574.84
b (m)	0.8	0.8	0.8	0.8
h (m)	1.2	1.2	1.2	1.2
d (m)	1.08	1.08	1.08	1.08
μ_{bu}	0.131	0.066	0.116	0.058
α	0.176	0.085	0.154	0.075
z (m)	1.004	1.043	1.013	1.048
A_s (cm²)	37.28	17.94	32.60	15.76
A_{s min} (cm²)	7.82	7.82	7.82	7.82
Choix	5HA25 +5HA20	5HA20 +2HA16	5HA25 +3HA20	4HA20 +2HA16
A_{adopté} (cm²)	40.25	19.73	33.96	16.59

Espacement

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$S_t \leq \text{Min} (120/4, 12\phi) = \text{min} (20; 30) = 20$ cm.

Donc on choisit :

Dans les zones courantes : $S_t = 15$ cm

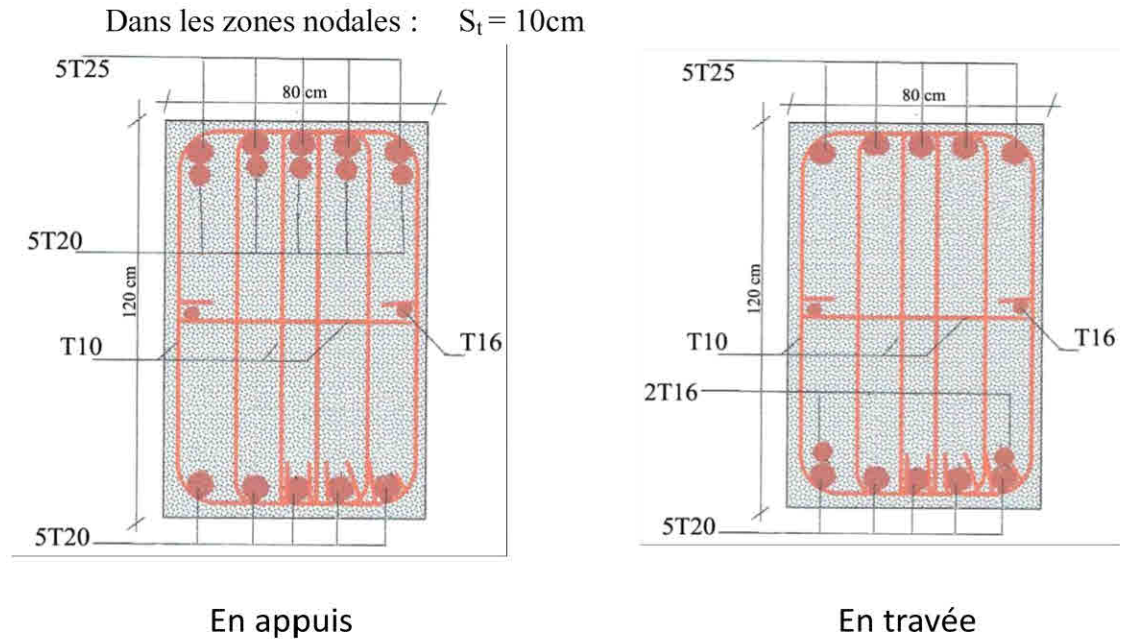


Fig.VI.6 Schéma de ferrailage de la nervure

VI.7 Etude du voile périphérique

VI.7.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.7.2 Pré dimensionnement

D'après l'article 10.1.2 de RPA99, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Une épaisseur minimale égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Un pourcentage minimal des armatures de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On prend : Epaisseur : $e = 30\text{ cm}$ Hauteur $h = 3.06\text{ m}$

VI.7.3 Caractéristiques du voile

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$L_x = 3.06\text{ m}$, $L_y = 7.25\text{ m}$, $b = 1\text{ m}$, $h = 0.30\text{ m}$

VI.7.4 Caractéristiques du sol

Poids spécifique : $\gamma = 20\text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement : $\phi = 25^\circ$

VI.7.5 Sollicitations de calcul

$$Q = 10 \text{ KN/ml} \quad , \quad \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \quad , \quad \varphi = 25^\circ \quad , \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.40$$

K_a : coefficient de poussée des terres.

Charges dues à la poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times K_a = 3.06 \times 20 \times 0.40 = 24.48 \text{ KN / m}^2$$

G : poussée des terres.

Charges dues à la surcharge

$$P = K_a' \times Q = 0.40 \times 10 = 4 \text{ KN / m}^2$$

VI.7.6 Calcul du ferrailage (ELU)

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5P = 1.35 \times 24.48 + 1.5 \times 4 = 39.04 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5P = 1.5 \times 4 = 6 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 30.78 \text{ KN / m}^2$$

Le ferrailage se calcule sur une bande de 1 ml.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.422 > 0.4 \quad ; \quad \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \quad , \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$q_u = 30.78 \text{ KN / m}$$

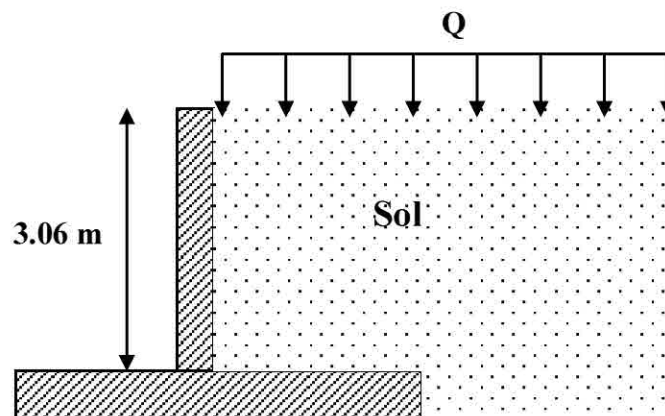


Fig.VI.7 Poussée de terre sur voile périphérique

- **Sollicitations à l'ELS**

$$\sigma_{\max} = 28.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 4 \text{ MPa}$$

$$q_s = 22.36 \text{ KN / m}$$

Tab.VI.9 Ferrailage du voile périphérique

	sens x-x		sens y-y	
	appuis	travée	appuis	travée
L_x	3.06		3.06	
L_y	7.25		7.25	
ρ	0.422		0.422	
μ_x	0.1475		0.1475	
μ_y	0.1142		0.1142	
q	30.78		30.78	
M_0	42.52		4.86	
M_u	21.26	31.89	2.43	3.64
b	1		1	
h	0.30		0.30	
d	0.27		0.27	
μ_{bu}	0.021	0.031	0.002	0.004
α	0.026	0.039	0.003	0.004
z	0.267	0.266	0.270	0.270
A_s	2.28	3.44	0.25	0.38
$A_{s \text{ min}}$	3.26	3.26	3.26	3.26
Barres	6HA10	6HA12	5HA10	5HA10
A_{adopt}	4.71	6.79	3.93	3.93

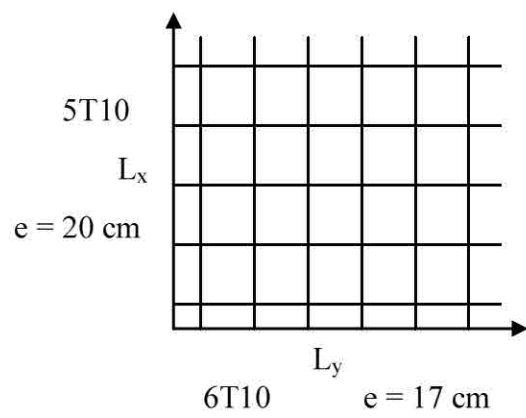
- **Vérification de l'effort tranchant**

Fissuration nuisible : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

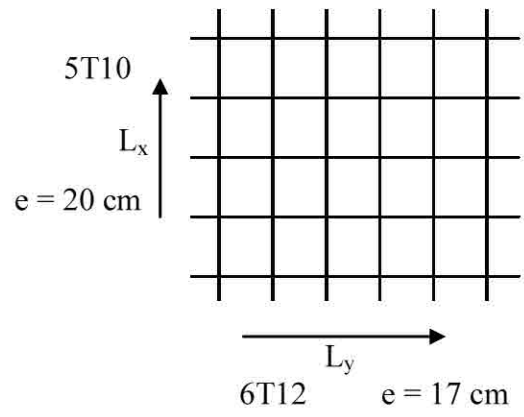
$$V_y = \frac{q_u \times L_x}{2 \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 38.88 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 31.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.88}{1 \times 0.18} = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}$$



Appuis



Travée

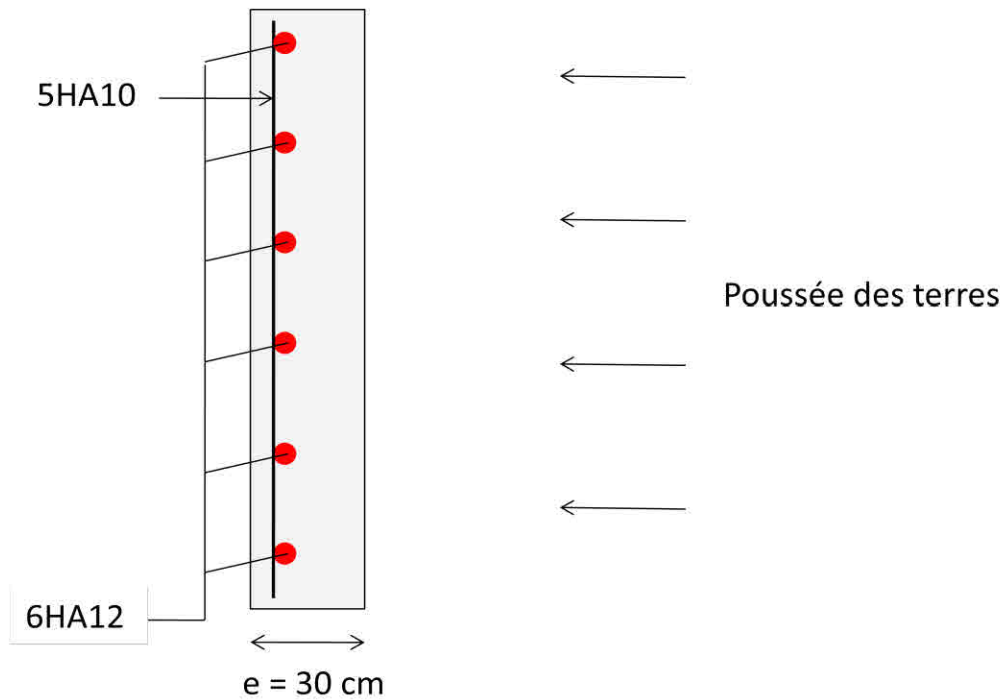


Fig.VI.8 Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul tels que : ETABS ; Socotec ; Autocad..., ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages comme : RPA99V2003 ; BAEL91.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de signaler que pour une bonne conception parasismique il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début afin de prendre en charges toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation. **DTR B. C .2.2**
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Livres :

- Conception parasismique Milan ZACEK
- Béton armé – guide de calcul H.Renaud et J.Lamirault

COURS :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses de fin d'étude :

- Mémoire de fin d'étude, université de Béjaïa
- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoire de fin d'étude, **ENTP**

Logiciels :

- AUTOCAD 2010.
- ETABS.9
- SOCOTEC.