

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA-BEJAIA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



جامعة بجاية

Tasdawit n Bgayet

Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en

Génie civil

Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+7+sous-sol) en béton armé à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voiles-portique)

Préparé par

Mr. KHELIFA Anis

Mr. BOUFADENE Izem

Encadré par

Mme BOUSSAA L

Soutenu le 07 / 11 / 2021 devant le jury composé de

Mme ATTIL

Présidente

Mme MEZIANI M

Examinatrice

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Nos vifs remerciements seront adressés à :

Mme BOUSSAA Leila, notre promotrice, pour sa disponibilité et son soutien actif, pour l'attention qu'elle nous a accordé et pour nous avoir orientés dans le bon sens quant à l'élaboration de ce mémoire.

Aux membres de jury qui ont accepté de juger notre travail.

Tous les enseignants du département de génie civil pour leur contribution en terme de transmission du savoir

Tous ceux qui, nous à aider d'une manière ou d'autre, et qui ont participé à notre formation et

à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Avec ma profonde gratitude et grand amour, je dédie ce modeste travail à :

- ✍ A mes chers parents pour tous les sacrifices qu'ils ont à mon égard.
- ✍ A ma chère Maman, unique et irremplaçable, aucune dédicace ne saurait exprimer la reconnaissance et l'amour que je te port, l'œil attentif et compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect. Maman tu es le symbole du dévouement, du sacrifice et de l'amour. J'implore le tout puissant pour qu'il te guérisse inshallah, et qu'il t'accorde une vie heureuse et longue pleine de belles choses .je t'aime Maman.

A mes frères et sœurs

- ✍ Je tiens à exprimer mon respect envers vous car sans vos encouragements motivations vos conseils je ne serai aucunement arrivé aujourd'hui au je suis. Merci beaucoup à vous "**Moumen**" "**Nadjib**" "**Mazigh**".
- ✍ A toi la meilleure sœur au monde "**Hafida**" qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour t'es frères. Merci énormément pour tous l'amour que tu me porte, je t'aime ma sœur.
- ✍ A ma petite nièce Sophie notre source d'espoir et de joie.

A vous mes ami(e)s

- ✍ Des ami(e)s qui ont cru en moi et qui n'ont me jamais laissée tomber. Sarah, Sabrina, Hakim, Souad et les copains de chambre **H109** merci à vous. Sans que je t'oublie toi Fateh Ouali, merci mon ami pour ton soutien moral, ta patience et ta compréhension tout au long de ce projet.
- ✍ A mon binôme Izem.
- ✍ Une spéciale dédicace à une personne qui a été très patiente avec nous :

Mme **Boussaa L.** trouvez dans ce modeste travail mes sincères gratitude et reconnaissance. Ce travail est le vôtre.

Khelifa Anis

Dédicaces

DEDICACES

Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur ;

- A mes très chers parents, source de vie et d'amour
- A mon cher oncle Ali et sa femme, ma chère sœur Razika et son mari et leurs enfants (Imane, Aimen et Celia), source d'inspiration et d'affection
- A mes chers frères, leurs femmes et leurs enfants, source d'espoir et de joie
- Surtout a mes frères Mouloud et Lounis , aussi mon beau-frère Lyazid et mon cousin Brahim
- A mes chers oncles du côté maternel, symbole de sagesse
- A mes chers cousines et cousins, source d'encouragement
- Je tiens particulièrement de rendre hommage à ma tante décédée, Sophie paix a son âme
- A mon binôme Anis
- A tous mes ami(e)s qui me sont cher(e)s
- A la casa de 500
- A vous chers lecteurs

Grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade ; je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi.

Boufadene Izem

<<La reconnaissance est la plus belle fleur qui jaillit de l'âme >>

Beecher

Table de métiers

Introduction générale	1
Chapitre I. Généralités	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation du projet	2
I.2.1. Contexte du projet	2
I.2.2. L'objectif de ce projet fin d'études	2
I.3 Implantation de l'ouvrage.....	2
I.4 Données géotechniques du site.....	2
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	3
I.5.1. Le béton.....	3
I.5.2. Les aciers.....	5
I.6 Contrainte limite.....	5
I.7 État limite service	5
I.8 États limites	6
I.9 Hypothèse de calcul aux états limites.....	6
I.10 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	6
I.11 Conclusion :.....	7
Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments	8
II.1 Introduction	8
II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux :	8
II.2.1. Les poutres	8
II.2.2. Poteaux.....	9
II.2.3. Les voiles	9
II.2.4. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	10
II.3 Évaluation des charges et surcharges :.....	15
II.3.1. Évaluation des charges et des surcharges sur les planchers.....	15
II.3.2. Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs	16
II.3.3. Évaluation des charges et des surcharges de l'acrotère	17
II.3.4. Évaluation des charges et des surcharges des escaliers	17
II.4 Descente de charge	18
II.4.1. Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau P ₁	19
II.4.2. Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau P ₂ celui de la cage d'escalier.....	20

II.5 Vérifications.....	22
II.6 Conclusion :	23
Chapitre III. Étude des éléments secondaires	24
III.1 Introduction.....	24
III.1.1. Étude des poutrelles.....	24
III.1.2. Méthode de Caquot.....	26
III.1.3. Les différents types des poutrelles.....	27
III.1.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles	28
III.1.5. Ferrailage des poutrelles.....	29
III.1.6. Les vérifications nécessaires :	31
III.2 Étude des dalles pleines :.....	37
III.2.1. Panneau de dalle (Dp1) sur 4 (appuis) étage commerciale.....	38
III.2.2. Panneau DP5 (3 appuis) balcons :	41
III.2.3. Panneau de dalle (DP6) sur (3 appuis) : dalle intérieure	44
III.3 Les Escaliers :.....	49
III.3.1. 1 ^{er} Escalier à (3 volées) :.....	49
III.3.2. Ferrailage de la poutre brisée :	55
III.3.3. Escalier (2) : escalier droit a deux volées	56
III.3.4. Poutre palière :	58
III.4 L'ascenseur.....	61
III.4.1. Étude de la dalle de la machine	61
III.5 Étude de l'acrotère.....	66
III.5.1. Hypothèses de calcul	66
III.5.2. Charge horizontale (Charge sismique)	67
III.5.3. Calcul des sollicitations :	67
III.5.4. Ferrailage de l'acrotère.....	68
III.5.5. Vérifications à l'ELU	69
III.5.6. Vérifications à l'ELS : (vérification des contraintes).	69
III.6 Conclusion.....	71
Chapitre IV. Étude sismique.....	72
IV.1 Introduction	72
IV.2 Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003.....	72
IV.2.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003).....	72
IV.2.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003).....	72
IV.2.3. Site (A3.3. /RPA99/2003)	72

IV.2.4. Système de contreventement (A3.4. /RPA99/2003)	72
IV.2.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)	73
IV.3 Choix de la méthode de calcul	74
IV.3.1. Méthodes utilisables (A4.1.1. /RPA99/2003)	74
IV.3.2. Condition d'application la méthode statique équivalente (A.4.1.2)	74
IV.3.3. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3. /RPA99/2003).....	74
IV.4 Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale	77
IV.4.1. Taux de participation massique	77
IV.4.2. Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau	78
IV.4.3. Justification sismique de la structure.....	79
IV.4.4. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure).....	80
IV.4.5. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003)	82
IV.5 Justification de la sécurité de l'ouvrage	82
IV.5.1. Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003).....	82
IV.5.2. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)	83
IV.5.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003).....	83
IV.6 Conclusion	84
Chapitre V. Étude des éléments structuraux.....	85
V.1 Introduction.....	85
V.2 Étude des poutres.....	85
V.2.1. Introduction.....	85
V.2.2. Recommandations du RPA99v2003	85
V.2.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99	86
V.2.4. Diagramme des efforts tranchants	86
V.2.5. Diagrammes des moments fléchissant.....	87
V.2.6. Calcul du ferrailage :	89
V.2.7. Vérification des armatures selon le RPA 99 :.....	89
V.2.8. Vérification à l'ELU :	90
V.2.9. Vérification à l'ELS :.....	90
V.2.10. Schéma de ferrailage	91
V.3 Étude des poteaux.....	93
V.3.1. Introduction.....	93
V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)	93
V.3.3. Diagrammes des efforts tranchants.....	97
V.3.4. Vérification de l'effort normal réduit	98

V.3.5. Calcul du ferrailage	99
V.3.6. Ferrailage transversale :	99
V.3.7. Vérifications	100
V.4 Ferrailage.....	105
V.5 Étude des voiles.....	107
V.5.1. Introduction.....	107
V.5.2. Recommandations du RPA99.....	107
V.5.3. Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal.....	108
V.5.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes	110
V.5.5. Les Voiles à étudier	111
V.5.6. Schémas de ferrailage V_{x4}	113
V.5.7. Schémas de ferrailage V_{y1}	115
V.5.8. Schémas de ferrailage voile V_{x1}	118
V.5.9. Ferrailages des linteaux	119
V.6 Conclusion.....	121
Chapitre VI. Étude de l'infrastructure	122
VI.1 Introduction	122
VI.2 Choix de type de fondations	122
VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer	122
VI.3 Étude des fondations.....	122
VI.3.1. Vérification des semelles isolées.....	122
VI.3.2. Vérification des semelles filantes.....	123
VI.3.3. Étude des semelles filantes sous poteaux	124
VI.3.4. 1). Dimensionnement (coffrage)	124
VI.4 Étude des poutres de rigidité.....	127
VI.4.1. Définition.....	127
VI.4.2. Dimensionnement.....	127
VI.4.3. Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :	127
VI.4.4. Calcul des sollicitations des poutres de rigidité	127
VI.4.5. Calcul du ferrailage fille (B).....	129
VI.4.6. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité fille (C)	132
VI.4.7. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité fille (D).....	133
VI.5 Étude de la longrine	134
VI.6 Voile périphérique	135
VI.6.1. Introduction	135

VI.6.2. Dimensionnement des voiles.....	135
VI.6.3. Caractéristiques du sol.....	136
VI.6.4. Évaluation des charges et surcharges	136
VI.6.5. Ferrailage du voile.....	136
VI.7 Conclusion	139
Conclusion générale.....	145
✍ Liste des figures	
✍ Liste des tableaux	
✍ Bibliographie	

Liste des figures

Fig I.1 : Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	3
Fig I.2 : : diagramme des contraintes du béton à ELU.....	4
Fig I.3 : diagramme des contraintes de béton à ELS.....	4
Fig. I.4 : diagramme contrainte déformation de l'acier.....	5
Fig. II.1 : Coupe transversale d'une poutre.....	8
Fig. II.2 : coupe verticale d'un voile.....	9
Fig. II.3 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	10
Fig. II.4 : Schéma de la disposition des poutrelles.....	11
Fig. II.5 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	11
Fig. II.6 : les différents éléments constituant un escalier.....	12
Fig.II.7 : schéma statique de l'escalier à 2 volées.....	13
Fig.II.8 : coupe du deuxième escalier.....	14
Fig. II.9 : schéma statique du deuxième escalier.....	14
Fig. II.10 : coupe transversale des planchers.....	15
Fig. II.11 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.....	16
Fig.II.12 : coupe transversale d'un mur.....	16
Fig.II.13 : les poteaux les plus sollicités.....	18
Fig.II.14 : Poteau « P ₁ » de la descente de charge terrasse inaccessible.....	18
Fig.II.15 : Poteau « P ₁ » de la descente.....	19
Fig.II.16 : Poteau « P ₂ » de la descente de charge étage courant et terrasse inaccessible d'une manière semblable au calcul précédent on trouve les résultats pour le poteau 2.....	20
Fig.III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	25
Fig.III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travée.....	25
Fig.III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	25
Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	25
Fig. III.5 : Sens de disposition des poutrelles.....	27
Fig.III.6 : Types de poutrelles dans l'étage commerciale.....	27
Fig.III.7 : Types de poutrelles dans l'étage courant.....	27
Fig. III.8 : Types des poutrelles dans la terrasse inaccessible.....	27
Fig.III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	37
Fig.III.10 : montre les différentes dalles que porte notre structure.....	37
Fig.III.11 : panneau de dalle (poste transforme).....	38
Fig.III.12 : Section de la dalle pleine a ferrailé.....	39
Fig.III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme.....	40

Fig.III.14 : Panneau balcon	41
Fig.III.15 : Schéma de ferrailage de dalle balcon.....	44
Fig.III.16 : Panneau de dalle sur 3 appuis	44
Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de dalle sur trois appuis.....	47
Fig.III.18 : panneau de dalle (étage courant).....	47
Fig.III.19 : Schéma de ferrailage de dalle sur quatre appui	48
Fig.III.20 : schéma d'escalier	49
Fig.III.21 : Schéma statique de l'escalier	49
Fig.III.22 : chargement de l'escalier.....	50
Fig.III.23 : section d'escalier à ferrailer	50
Fig.III.24 schéma statique de la deuxième partie de l'escalier(console).....	51
Fig.III.25 : Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.....	52
Fig.III.26 : Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.....	53
Fig.III.28 : vue en élévation de la poutre brisée	53
Fig.III.28 : Schéma statique de la poutre brisée	53
Fig.III.29 : les moments de torsion.....	54
Fig.III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	56
Fig.III.31 : Chargement sur l'escalier à l'ELU.....	56
Fig.III.32 : schéma de ferrailage de l'escalier	58
Fig.III.33 : charges transmis sur la poutre	58
FIG.III.34 : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	60
Fig.III.35 : Schéma statique et concept d'ascenseur.	61
Fig.III.36 : Cage d'ascenseur.....	61
Fig.III.37 : schéma représente la surface d'impacte.....	63
Fig.III.38 : Coupe A-A détails de ferrailage.	66
Fig.III.39 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.	66
Fig.III.40 : Coupe transversale de l'acrotère.	67
Fig.III.41 : Section à ferrailer.	68
Fig.III.42 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	70
Fig.IV.1 : Limite des décrochements en plan.....	73
Fig.IV.2 : Limites des décrochements en élévation	73
Fig.IV.3 : Le logiciel ETABS version 16.2.0.....	75
Fig.IV.4 : Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure.....	75
Fig.IV.5 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003.....	77
Fig.V.1 : Disposition constructives des portiques	86

Fig.V.2 : schéma de ferrailage des poutres principales.....	91
Fig.V.3 : Effort tranchant à la base.....	98
Fig.V.4 : Section d'un poteau.....	101
Fig.V.5 : Zone nodale.....	102
Fig.V.6 : schéma de ferrailage du V_{x4} (Ssol ;rdc;1;2 ^{ème}).....	113
Fig.V.7 : schéma de ferrailage du V_{x4} (3;4;5 ;6;7 ^{ème}).....	113
Fig.V.8 : schéma de ferrailage du V_{y1} (Ssol ;rdc;1;2 ^{ème}).....	115
Fig.V.9 : Schéma de ferrailage du V_{y1} (3;4;5 ;6;7 ^{ème}).....	115
Fig.V.10 : Schéma de ferrailage du V_{y1} (S-sol ;rdc;1;2 ^{ème}).....	118
Fig.V.11 : Schéma de ferrailage du V_{y1} (3;4;5 ;6;7 ^{ème}).....	118
Fig.VI.1 : schéma de la Semelle isolée de fondation.	123
Fig.VI.2 : les différentes files des semelles filantes.....	123
Fig.VI.3 : les différentes files des semelles filantes.....	124
Fig.VI.4 : zone de contact Poteau-semelle.....	125
Fig.VI.5 : schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.....	126
Fig.VI.6 : coup transversale d'une semelle filante.....	127
Fig.VI.7 : schéma statique de la poutre de rigidité.....	127
FIG.VI.8 : diagramme des moments a (l'ELU) dans la poutre de rigidité.....	128
Fig.VI.9 : diagramme des moments a (l'ELS) dans la poutre de rigidité.....	128
Fig.VI.10 : diagramme de l'effort tranchant dans la poutre de rigidité.....	129
Fig.VI.11 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité (fille B).....	131
Fig.VI.12 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité fille (C).....	132
Fig.VI.13 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité fille (D).....	133
Fig.VI.14 : exemple schéma de ferrailage de la semelle (fille C).....	134
Fig.VI.15 : schéma de ferrailage de la longrine.....	135
Fig.VI.16 : panneau du voile périphérique le plus sollicité.....	136
Fig.VI.17 : Répartition des contraintes sur le voile.....	137
Fig.VI.18 : schéma de ferrailage du voile périphérique.....	139

Liste des Tableaux

Tab I.1 : caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
Tab II.1 : Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment.....	15
Tab II.2 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » plancher terrasse inaccessible	15
Tab II.3 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » plancher étage courant	15
Tab II.4 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	16
Tab.II.5 : Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs	17
Tab II.6 : Évaluation de la charge « G » de l'acrotère	17
Tab II.7 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » dans l'escalier	17
Tab II.8 : Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau	19
Tab II.9 : Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau P ₂	20
Tab II.10 : Vérification de la résistance	22
Tab II.11 : Vérification au flambement.....	23
Tab III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	28
Tab III.2 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans l'étage commerciale	28
Tab III.3 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans les étages courants.....	28
Tab III.4 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans la terrasse inaccessible.....	29
Tab.III.5 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher.....	34
Tab.III.6 : Vérification à l'ELU	34
Tab.III.7 : Vérification à l'ELS	35
Tab.III.8 : Évaluation de la flèche dans les planchers étage courant et terrasse inaccessible	35
Tab.III.9 : Les schémas de ferrailage des poutrelles.	36
Tab III.10 : dimensionnement des panneaux de dalle pleine	38
Tab.III.11 : Calcul du ferrailage de la dalle (poste transforme).....	39
Tab.III.12 : Vérification des contraintes.....	40
Tab.III.13 : Calcul du ferrailage de la dalle (balcon)	41
Tab.III.14 : Vérification des contraintes d'aciers et de béton	42
Tab III.15verification des contraintes d'aciers a l'ELS.....	42
Tab.III.16 : vérification de la flèche.....	43
Tab.III.17 : Calcul du ferrailage de la dalle sur trois appuis	45
Tab.III.18: Vérification des contraintes d'aciers et de béton :	45
TabIII.19 : Recalcule de la section de ferrailage a l'ELS	46
Tab.III.20 : Vérification de la flèche dalle DP6	46
Tab.III.21 : le chargement est les différents moments dans la dalle D ₃	47

Tab.III.22 : ferrailage de la dalle (étage courant).....	48
Tab.III.23 : Vérification des contraintes.....	48
Tab.III.24 : Ferrailage de l'escalier Volée 1.....	50
Tab.III.25 : Vérification des contraintes à l'ELS	51
Tab.III.26 : ferrailage de la partie 2 de l'escalier	51
Tab.III.27 : vérification des contraintes	52
Tab.III.28 : vérification de la flèche	52
Tab.III.29 : des sollicitations	54
Tab.III.30 : ferrailage de la poutre brisée.....	54
Tab.III.31 : les réactions	55
Tab.III.32 : les différentes réactions d'appuis et les moments fléchissant dans l'escalier.....	57
Tab.III.33 : le résultat du ferrailage.....	57
Tab.III.34 : Vérification des contraintes de compression dans le béton	57
Tab.III.35 : Vérifications de la flèche.	58
Tab.III.36 : Sollicitation de la poutre palière	59
Tab.III.37 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	59
Tab.III.38 : Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.	62
Tab.III.39 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties	63
Tab.III.40 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée	65
Tab.III.41 : les sollicitations de l'acrotère.....	67
Tab.III.42 : ferrailage de l'acrotère	69
Tab.IV.1 : Valeurs de T1 et T2.....	72
1Tab.IV.2 : Détermination de facteur de qualité Q.....	76
Tab.IV.3 : Détermination du " ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)	76
Tab.IV.4 : Périodes / Participation massiques et nombre de modes à considérer.....	78
Tab.IV.5 : Mode de vibration de la structure	78
Tab.IV.6 : Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant X et Y.....	79
Tab.IV.7 : Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y.....	79
Tab.IV.8 : Déterminations des moments par niveau suivant X et Y	79
Tab.IV.9 : Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.	80
Tab.IV.10 : réponses de deux modes de vibration	81
Tab.IV.11 : Déterminations de l'effort tranchant à la base	82
Tab.IV.12 : Vérification de déplacement inter-étages.....	82
Tab.IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ	83
Tab.IV.14 : Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure étudiée.....	84

Tab.V.1 : Sollicitations statique dans les poutres (effort tranchant)	86
Tab.V.2 : Sollicitations statique dans les poutres principales	87
Tab.V.3 : Sollicitations statique dans les poutres secondaires	88
Tab.V.4 : Sollicitations statique dans les poutres porteuse B ₂	88
Tab.V.5 : les moments fléchissant sous les différentes combinaisons	89
Tab.V.6 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse.....	89
Tab.V.7 : Vérification des contraintes tangentielles	90
Tab.V.8 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :.....	90
Tab.V.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton	91
Tab.V.10 : Vérification de l'état limite de déformation.....	91
Tab.V.11 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	94
Tab.V.12 : sollicitation statique dans les poteaux	95
Tab.V.13 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux :.....	96
Tab.V.14 sollicitation sismique dans les poteaux	96
Tab.V.15 : Diagrammes des efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités.....	97
Tab.V.16 : Vérification de l'effort normal réduit.....	98
Tab.V.17 : résumé le ferrailage des déférent section de poteau.....	99
Tab.V.18 : Armatures transversales des poteaux	100
Tab.V.19 : Vérification du flambement des poteaux	101
Tab.V.20 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	101
Tab.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	102
Tab.V.22 : Les moments résistants dans les poteaux	103
Tab.V.23 : Les moments résistants dans les poutres	103
Tab.V.24 : Vérification de la zone nodale.....	104
Tab.V.25 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux.....	105
Tab.V.26 : Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.....	107
Tab.V.27 : Sollicitation statique dans les voiles.....	109
Tab.V.28 : sollicitation statique dans le voile V _{x4}	110
Tab.V.29 : ferrailage voile V _{x4} S-sol ; RDC ;1 ^{er} ;2 ^{ème}).....	112
Tab.V.30 : ferrailage du voile V _{x4} (3 ;4;5 ;6;7 ^{ème}).....	112
Tab.V.31 : Schéma de ferrailage du V _{x4}	113
Tab.V.32 : ferrailage du voile V _{y1} (ssol ;rdc ;1 ^{er} ;2 ^{ème}).....	114
Tab.V.33 : ferrailage du voile V _{y1} (3 ;4;5 ;6;7 ^{ème}).....	114
Tab.V.34 : Schéma de ferrailage du V _{y1}	115
Tab.V.35 : ferrailage du voile V _{x1} + Ex (ssol ;rdc ;1 ^{er} ;2 ^{ème}).....	116

Tab.V.36 : ferrailage du voile $V_{x1} + Ex(3 ;4;5 ;6;7^{eme})$	116
Tab.V.37 : ferrailage du voile $V_{x1} - Ex (ssol ;rdc ;1^{er} ;2^{eme})$	117
Tab.V.38 : ferrailage du voile $V_{x1} - Ex(3 ;4;5 ;6;7^{eme})$	117
Tab.V.39 : schéma de ferrailage du V_{y1}	118
Tab.VI.1 : les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.....	123
Tab.VI.2 : Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité fille.....	129
Tab.VI.3 : Ferrailage de la poutre de rigidité	130
Tab.VI.4 : vérification des contraintes	130
Tab.VI.5 : nouvelles vérifications des contraintes	131
Tab.VI.6 : ferrailage des poutres de rigidités (C ; D).....	131
Tab.VI.7 : Les vérification nécessaire du ferrailage des poutres de rigidités (C ; D)	131
Tab.VI.8 : Section des armatures du voile périphérique	137
Tab.VI.9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	138

,



Introduction Générale

Introduction générale

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

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution des problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des nouvelles solutions permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en R+7+(Sous-sol) en béton armé sis à tala Hamza wilaya (Bejaïa), à usage d'habitation et commercial. Il est contreventé par un système mixte (voiles + portiques), ainsi notre étude est partagée en six chapitres.

Après avoir présenté le projet, les règlements et les normes utilisées et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés au chapitre I, on passe en deuxième chapitre au pré dimensionnement des éléments du bâtiment. Au chapitre III, nous présentons le calcul des éléments secondaires de l'ouvrage tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère, etc.

Le chapitre IV est consacré à la recherche d'un bon comportement de la structure par la mise en place d'une bonne disposition des voiles, tout en satisfaisant les conditions exigées par RPA (période de vibration, taux de participation massique, effet $P-\Delta$ et effort normal réduit). Ensuite le calcul du ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) est développé dans le chapitre V et enfin au chapitre VI, on termine par le calcul des fondations et on clôture le mémoire par une conclusion générale.

A decorative green border resembling a scroll, with rounded corners and a small loop at the top-left and bottom-left corners.

Chapitre I

Généralités

Chapitre I. Généralités

I.1 Introduction

Ce chapitre, est consacré à la présentation des généralités, et les caractéristiques géométriques de la structure, l'objectif principale de cette étude est la caractérisation mécanique des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.2 Présentation du projet

I.2.1. Contexte du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un immeuble (R+7 avec un sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Le sous-sol sert pour parking ;
- Le RDC à usage commercial ;
- Le 1^{er} au 7^{ème} étage à usage d'habitation.

I.2.2. L'objectif de ce projet fin d'études

L'objectif de cette étude est de dimensionner et ferrailer les éléments principaux (poteaux, voiles et poutres), et les éléments secondaires de ce bâtiment afin d'assurer la résistance et la durabilité ainsi la stabilité structurale de l'ouvrage.

I.3 Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude sera implanté au lieu-dit Ath Mbarek dans la commune de Tala Hamza, wilaya de Bejaïa, au profit de Sarl Thighremt immobilière. D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003<<article3.2>>. Bejaia est classée comme une zone de moyenne sismité (zone IIa) de groupe d'usage 2.

I.4 Données géotechniques du site

D'après les différents essais au laboratoire. Le terrain d'assis choisi pour recevoir l'implantation de cet immeuble est un terrain caractérisé par un parfait équilibre naturel, sans aucun signe d'instabilité. Avec une profondeur d'ancrage de -3m , et d'une contrainte admissible de

$$\sigma_{adm}=2.4 \text{ bar} ; \text{ et } C_{moy}=0.48 \text{ bar} ; \varphi_{moy} = 36^\circ.$$

Tab I.1 : caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

En élévation	▪ Hauteur de la superstructure	25.92m
	▪ Hauteur superstructure y compris l'acrotère ;	26.52m
	▪ Hauteur superstructure y compris Sous-Sol	29.32m
	▪ Hauteur totale du Sous-Sol ;	2.80m
	▪ Hauteur du rez-de-chaussée ;	4.50m
	▪ Hauteur de l'étage courant ;	3.06m
En plan	▪ Longueur totale ;	24.20m
	▪ Largeur totale ;	18.37m

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et des ouvrages en béton armé tels que

(BAEL91 révisé 99) et (CBA93).

I.5.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau de gâchage, le béton choisi est de 25MPa. Le béton présente des résistances à la compression assez élevée, de l'ordre 25 à 200MPa, néanmoins sa résistance à la traction est faible de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.

I.5.1.1 Résistances caractéristiques du béton, CBA (art A.2.1)

Résistance à la compression : f_{cj} : cette résistance en (MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{c28} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93(article A.2.1.1)}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{c28} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93(article A.2.1.1)}$$

$$j > 28j \Rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

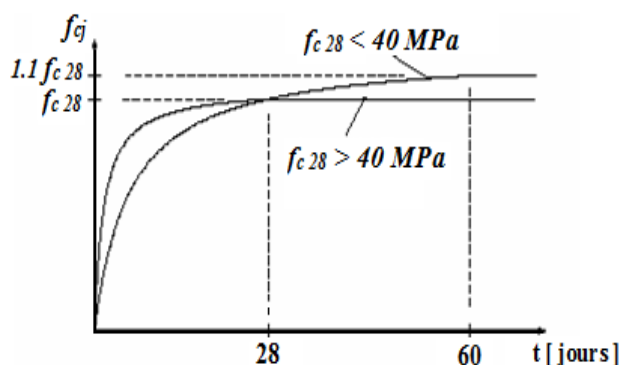


Fig I.1 : Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

a. Résistance à la traction

La résistance du béton « à la traction » à l'âge du jour(j) f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} ; \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} ; \text{ Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA93(art A.2.1.1.2)}$$

I.5.1.2 Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

a. Le module de déformation longitudinale instantané

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa} \quad \text{CBA93(Art A.2.1.2.1)}$$

b. Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad \text{CBA93(Art A.2.1.2.2)}$$

I.5.1.3 Module déformation transversal :

Avec: E : module de Young ; ν : Coefficient de Poisson **CBA93(Art A.2.1.3)**

$$V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} \quad ; \text{ donc : } \quad G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)}$$

I.5.1.4 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale :

ELU : $\nu = 0.0$ calcul des sollicitations (béton fissuré) ;

ELS : $\nu = 0.2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.5.1.5 Contraintes de calcul du béton aux états limites

La contrainte de compression a l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Art A.4.3.4)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que ; θ : Coefficient d'application de charge

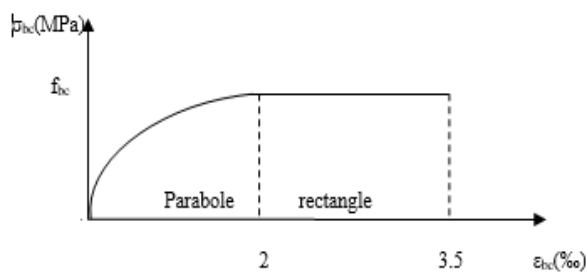


Fig I.2 : : diagramme des contraintes du béton à ELU

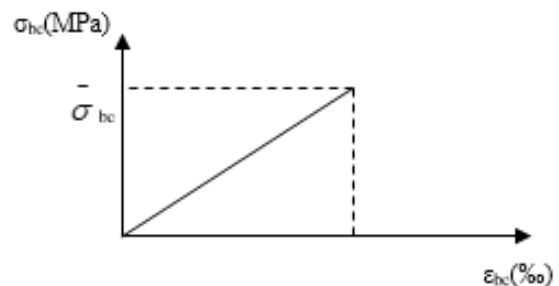


Fig I.3 : diagramme des contraintes de béton à

$$\begin{cases} \theta = 1 & \rightarrow \text{Si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \rightarrow \text{Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \rightarrow \text{Si } t \geq h \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentelle} \Rightarrow \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

La contrainte de compression a l'ELS :

La contrainte limite d service en compression est donnée par la relation suivante :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \text{ce qui donne : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

BAEL 91(Art A.4.5.2)

Contrainte limite de cisaillement du béton

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible} \\ \tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa}\right) \text{ pour la fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

BA93(A.5.1.2.1)

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc

$$\checkmark \bar{\sigma}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

I.5.2. Les aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion

I.6 Contrainte limite

État limite ultime.

CBA93(A.2.2.2)

Pour le calcul on utilisé le diagramme contrainte –déformation suivant :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ \varepsilon_s = \text{allongement relatif} \\ E_s = 2.10 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On opte alors : $\sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable}$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle}$

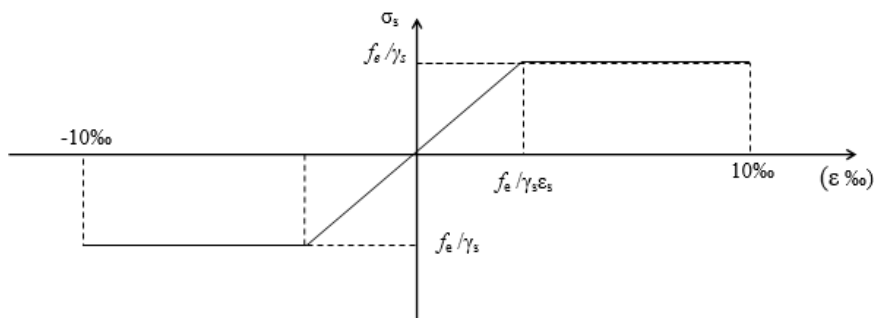


Fig. I.4 : diagramme contrainte déformation de l'acier

I.7 État limite service

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de σ_s est donnée en fonction de type de la fissuration ; **CBA93(A.2.2.2).**

Fissuration peu nuisible (FPN) aucune vérification à faire $\sigma_s = f_e$

Fissuration nuisible (FN)

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \times (n \times f_{tj})^{\left(\frac{1}{2}\right)} \right] \quad \text{CBA93(A.4.5.3.3)}$$

$\eta=1.6$ pour les aciers a haute adhérence (HA) \Rightarrow dans notre cas $\sigma_s = 201.63MPa$

I.8 États limites

L'état limite est l'état ou toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

a. États limites ultimes (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de la l'état ultime, la résistance des matériaux et des aciers est atteinte ; la sécurité n'est plus garantie et la structure risquée de s'effondrer, on distingue :

État limite de l'équilibre statique (pas de renversement)

État limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)

État limite de stabilité de forme (flambement).

b. États limites de services (ELS)

Qui conduisent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et durabilité soient assurés :

État limite de compression du béton ;

État limite d'ouverture des fissures ;

État limite de déformation (flèche maximale).

I.9 Hypothèse de calcul aux états limites

a. États limites ultimes (ELU)

Les sections droites restent planes après déformation ;

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;

La résistance à la traction du béton est négligeable ;

L'allongement ultime de l'acier est limité à $10^0/00$;

Le raccourcissement ultime du béton est limité à $3.5^0/00$ en flexion, et a $2^0/00$, dans le cas de la compression simple ;

Le diagramme contrainte déformation ($\sigma ; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

b. États limites de services (ELS)

Les sections droites restent planes après déformation ;

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;

La résistance à la traction du béton est négligeable ;

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$) ;

η est appelé coefficient d'équivalence, $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$.

CBA93(Art A.4.5).

I.10 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont les efforts normaux, tranchants, les moments de flexion et les moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'action donnée.

Pour la déformation des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

Situations durables :

$$\sphericalangle \text{ ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\sphericalangle \text{ ELS : } G + Q$$

Situations accidentelles :

$$\sphericalangle \text{ G} + \text{Q} \pm \text{EY}$$

$$\sphericalangle \text{ G} + \text{Q} \pm \text{EX}$$

$$\sphericalangle \text{ 0.8G} \pm \text{EY}$$

$$\sphericalangle \text{ 0.8G} \pm \text{EX}$$

G=charge permanente ;

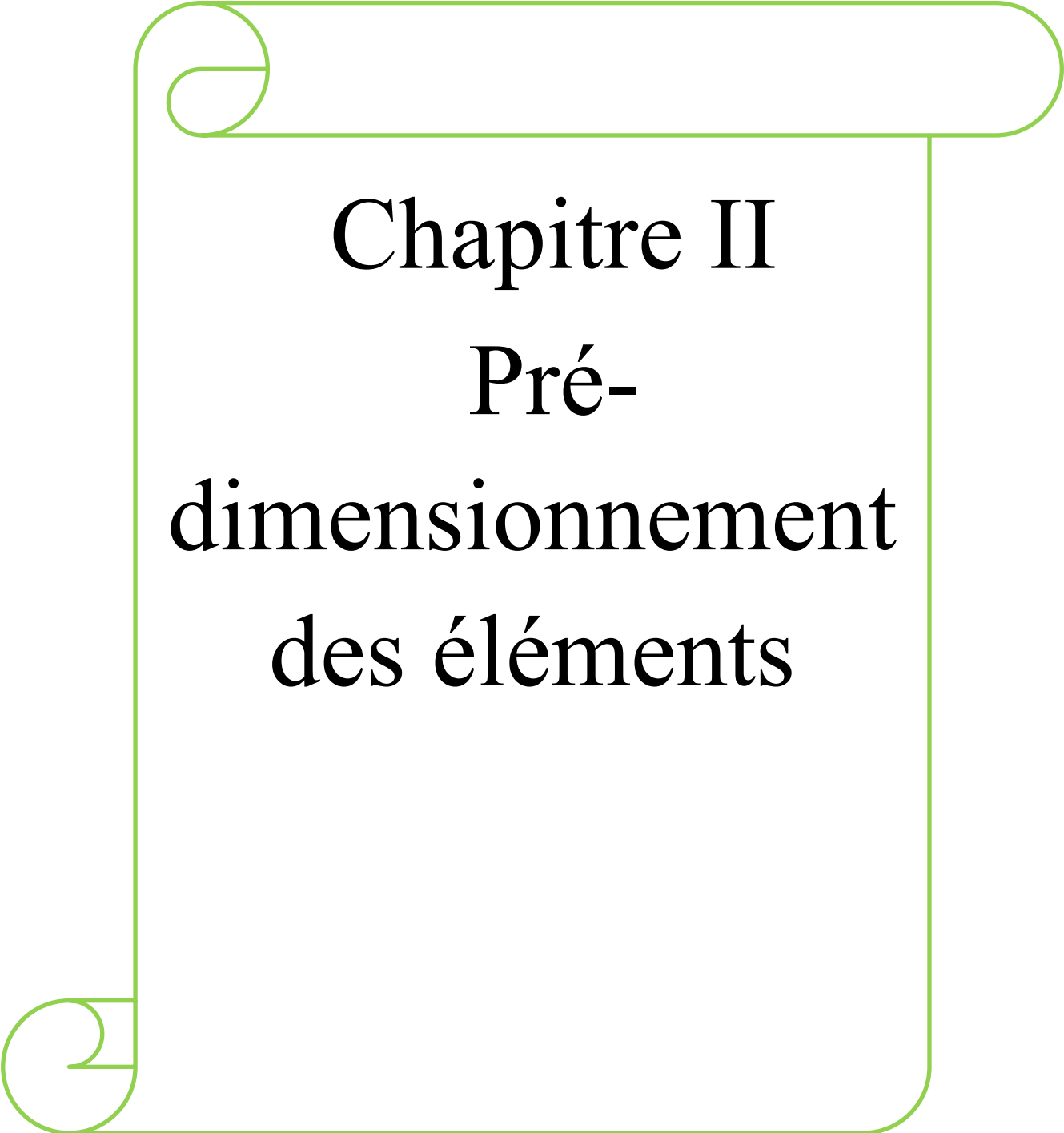
Q=charge exploitation ;

E =effort de séisme.

I.11 Conclusion :

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

Béton	Acier
<ul style="list-style-type: none"> $\sphericalangle f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\sphericalangle f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\sphericalangle \gamma_b = 25 \text{ MPa}$ $\sphericalangle \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ $\sphericalangle E_{ij} = 23456.59 \text{ MPa}$ $\sphericalangle E_{vj} = 10818.86$ $\sphericalangle f_{bu\text{courante}} = 14.2 \text{ MPa}$ $\sphericalangle f_{bu\text{accidentelle}} = 18.84 \text{ MPa}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $\sphericalangle f_e 400 \text{ et } f_e 500$ $\sphericalangle E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ $\sphericalangle \sigma_{st} = 348 \ll \text{situation durable} \gg$ $\sphericalangle \sigma_{st} = 400 \ll \text{situation accidentelle} \gg$ $\sphericalangle \sigma_s = 201.63 \text{ MPa} \ll$ <i>fissuration préjudiciable</i> \gg $\sphericalangle \sigma_{st} = 164.79 \text{ MPa} \ll$ <i>fissuration très préjudiciable</i>



Chapitre II

Pré- dimensionnement des éléments

Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les règles et les prescriptions des règlements mis en vigueur (**RPA99V2003**, **CBA93**, **BAEL91**, **DTR**) ; l'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.2.1. Les poutres

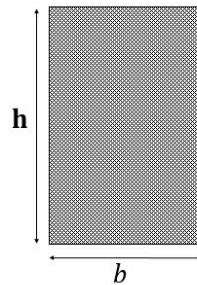


Fig. II.1 : Coupe transversale d'une poutre

II.2.1.1 Les poutres principales

Les poutrelles sont perpendiculaires aux poutres principales.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

h: hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 557 - 30 = 527$ cm)

D'où: $L_{\max} = 527$ cm. $\Rightarrow 35.13$ cm $\leq h \leq 52.7$ cm

On prend : $\begin{cases} b_p = 30\text{cm} \\ h_p = 40\text{cm} \end{cases} \Rightarrow (b_p, h_p) : \text{dimensions de la poutre principale.}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes

- $b \geq 20$ cm \Rightarrow condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm \Rightarrow condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ \Rightarrow condition vérifiée.

II.2.1.2 les poutres secondaires :

Les poutrelles sont parallèles aux poutres secondaires.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 540 - 30 = 510$ cm) ;

$L_{\max} = 510$ cm $\Rightarrow 34$ cm $\leq h \leq 51$ cm.

On prend : $\begin{cases} b_s = 30\text{cm} \\ h_s = 35\text{cm} \end{cases} \Rightarrow (b_s, h_s) : \text{dimensions de la poutre secondaire}$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

\Rightarrow après toutes ces vérifications on opte pour : $\begin{cases} \text{poutre principales: } b \times h = (30, 40)\text{cm}^2 \\ \text{poutre secondaires: } b \times h = (30, 35)\text{cm}^2 \end{cases}$

II.2.2. Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés :

- Sous-sol, R.D.C, 1^{er} étage : (b,h) =(40,40) cm² ;
- 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, étage: (b,h) =(35, 35) cm²;
- 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme}, étage: (b,h) = (30,30) cm².

II.2.3. Les voiles

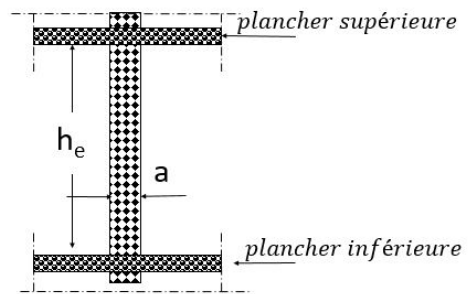
L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1);$
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots(2);$
- $L > 4 e \dots\dots\dots(3).$

RPA (article 7.7.1)

- $\left\{ \begin{array}{l} h_e = \text{hauteur libre d'étage;} \\ e : \text{l'épaisseur du voile;} \\ L: \text{longueur du voile.} \end{array} \right.$



Dans notre projet la hauteur libre des étages courants est déférente à celle du RDC donc :

Fig. II.2 : coupe verticale d'un voile

• **Étage courant**

$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$

$e \geq \frac{271}{22} \Rightarrow e \geq 12,3 \text{ cm} \Rightarrow$

on opte alors : $\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ l = 60 \text{ cm} \end{cases}$

• **RDC**

$h_e = 450 - 35 = 415 \text{ cm}$

$e \geq \frac{415}{22} \Rightarrow e \geq 18,86 \text{ cm} \Rightarrow$

on opte alors : $\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \\ l = 80 \text{ cm} \end{cases}$

• **S-sol:**

$h_e = 280 - 35 = 245 \text{ cm}$

$e \geq \frac{245}{22} \Rightarrow e \geq 11.1 \text{ cm} \Rightarrow$

on opte alors : $\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ l = 60 \text{ cm} \end{cases}$

II.2.4. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.4.1 Les planchers

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).

Les charges permanentes (cloisons, revêtements). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations ; dans notre projet on trouve :

Plancher à corps creux ;

Plancher à dalles pleine.

a. Plancher à corps creux

Il est constitué de :

Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance ;

Poutrelles : éléments résistants du plancher ;

Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm ;

Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = (440 - 30) = 410 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18.22 \text{ cm}$$

h_t : Hauteur totale du plancher.

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = **20cm**.

Avec :

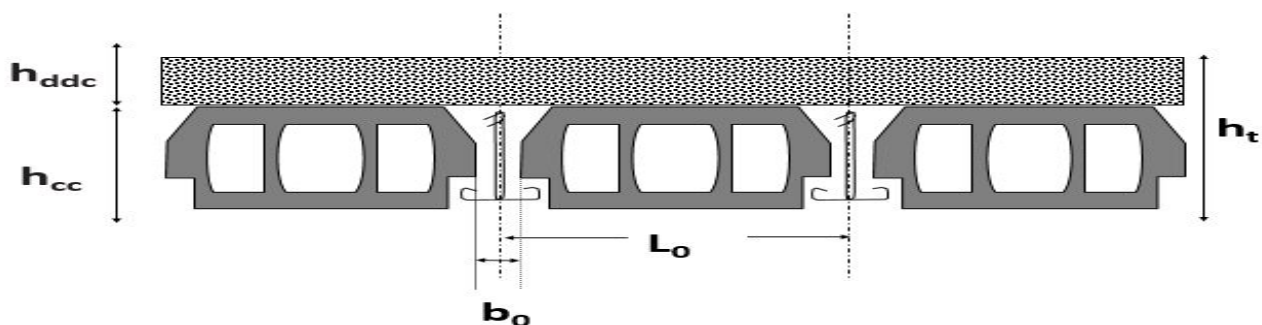


Fig. II.3 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux ;

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression ;

L_0 : distance entre axe des poutrelles ;

b_0 : largeur de la nervure.

o Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

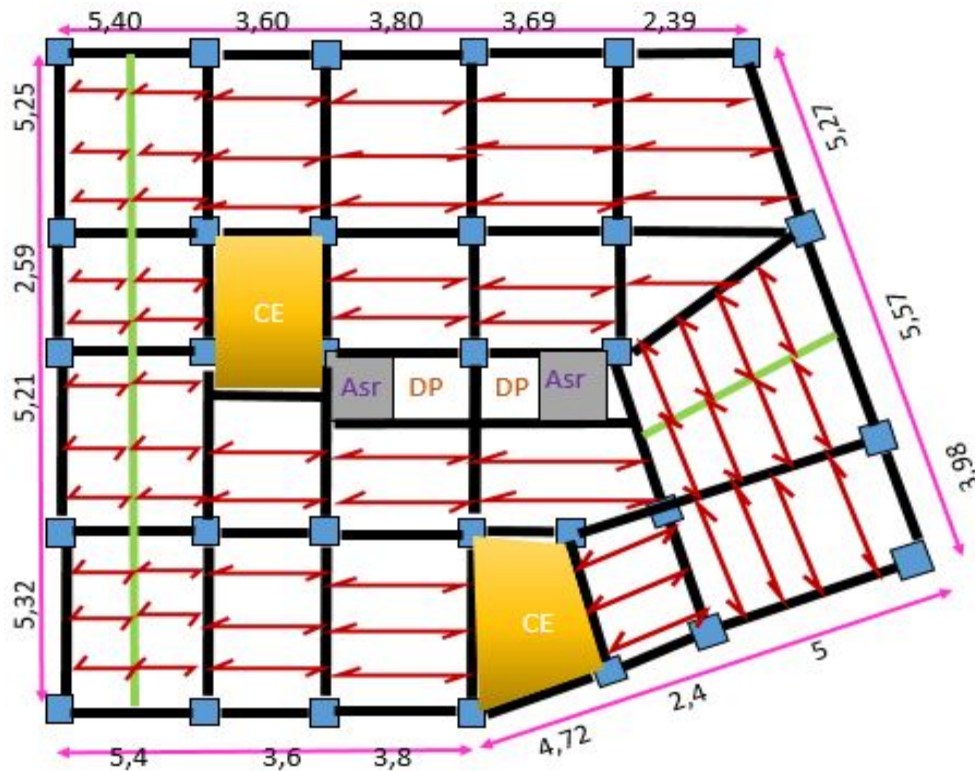


Fig. II.4 : Schéma de la disposition des poutrelles

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

Le critère de la petite portée ;

Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure précédente.

Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

l_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$\Rightarrow L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

l_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens Parallèle aux poutrelles.

$$\Rightarrow L_y = 240 - 30 = 210 \text{ cm}$$

Donc : $L_x = 55 \text{ cm}$; $L_y = 210 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{210}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq (27,5; 21) \Rightarrow \text{donc } b_1 = 21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 21 + 10$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } b = 52 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 60 \text{ cm}$$

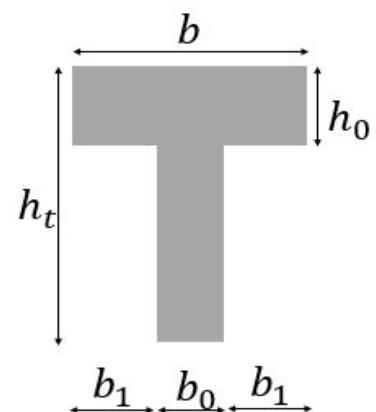


Fig. II.5 : Coupe transversale d'une poutrelle

b. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères

Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

Coupe-feu :

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

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

Le tableau Tab III.10 montre le dimensionnement des différents panneaux de dalles qu'on va calculées

C. Les escaliers

C.1. Terminologie

La marche est la partie horizontale, là où l'on marche ;

La contremarche est la partie verticale, contre la marche ;

L'emmarchement est la longueur utile de chaque marche ;

Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour ;

La paillasse supporte les marches ;

Volée c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

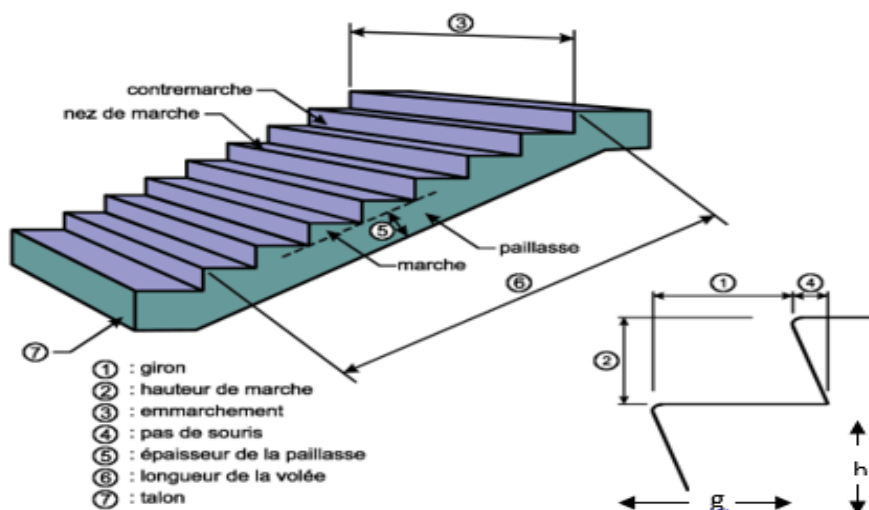


Fig. II.6 : les différents éléments constituant un escalier

c.2.Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux type d'escalier : escalier à trois volées, et un escalier a deux volées.

Escalier type 1 : escalier a deux volées

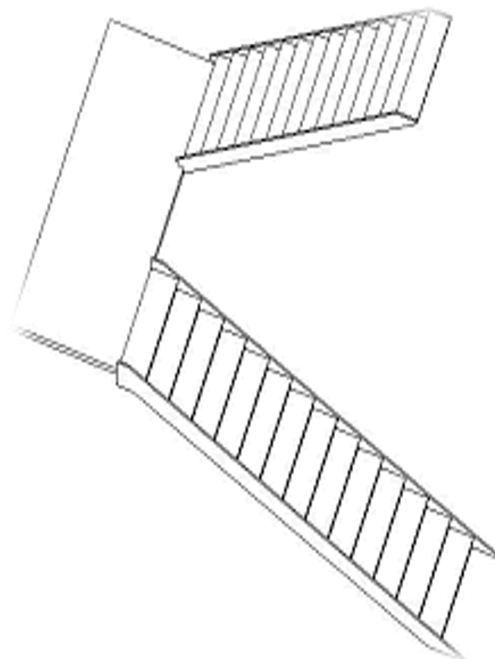
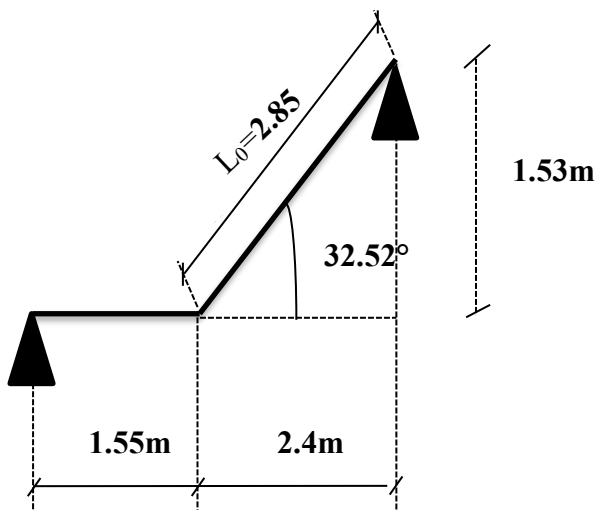


Fig.II.7 : schéma statique de l'escalier à 2 volées

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.

La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 1.40 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 4.25 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 14.17 \text{ cm} \leq e \leq 21.25 \text{ cm}$$

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

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

Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{1.23}{2.4} \right) = 32.52^\circ$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

Calcul du giron(g) et la hauteur d'un contre marche (h)

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$.

Escalier type 2 : escalier a trois volées

Par rapport à ce type d'escalier a trois volées, nous avons procédé au calcul de la volée la plus défavorable entre les deux volées parallèles, puis la deuxième partie de l'escalier est calculée en tant que console.

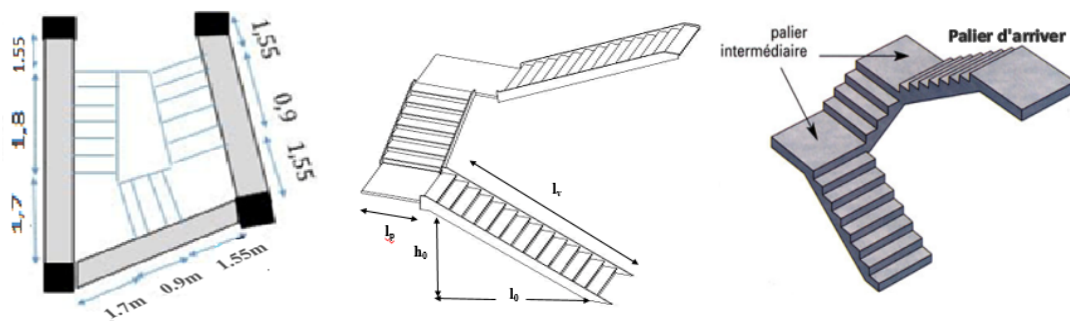


Fig.II.8 : coupe du deuxième escalier

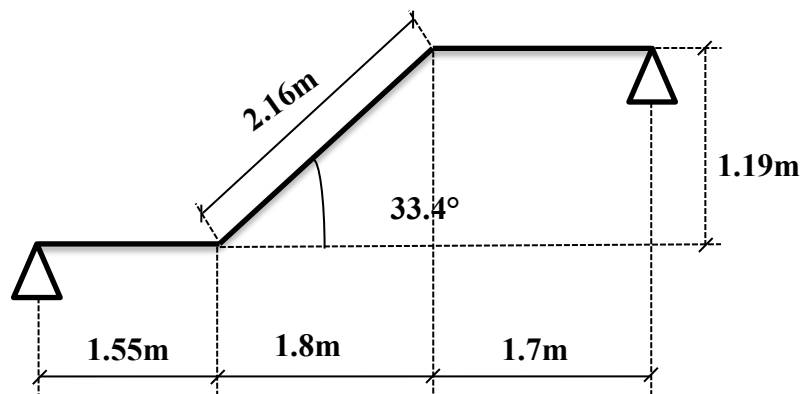


Fig. II.9 : schéma statique du deuxième escalier

Tous les résultats sont recapitulés dans le tableau suivant

Tab II.1 : Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment

Cages d'escaliers	Volées	L_p (m)	L_0 (m)	L'_p (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC et étages courants	1	1.55	1.70	2.16	1.8	1.19	5.05	33.46	7	17	30	18
	2	1.55	0.90	2.05	1.7	1.02	4.15	34.20	3	17	30	12
	3	1,55	0.90	0.9	1,55	1.44	4.00	34.41	3	17	30	18

II.3 Évaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Évaluation des charges et des surcharges sur les planchers

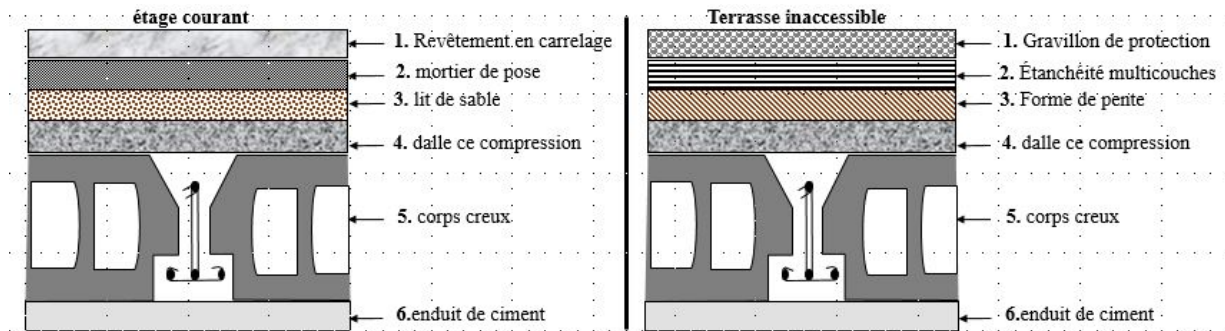


Fig. II.10 : coupe transversale des planchers

II.3.1.1 Plancher terrasse et plancher courant

Les tableaux suivants représentent l'évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers terrasse inaccessible et plancher étage courant

Tab II.2 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » plancher terrasse inaccessible

Plancher	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravier de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Étanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	18	0.20	2.80	
	6	Enduit de ciment	18	0.02	0.36	
Total	/	/	/	/	5.78	1

Tab II.3 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » plancher étage courant

Plancher	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher étage courant (corps creux)	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.80	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	/	5.16	1.5

II.3.1.2 Plancher à dalle pleine

Le tableau suivant représente l'évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine

Tab II.4 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine

Plancher	Réf	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	20	0.02	0.4	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
	5	Enduit en ciment	18	0.015	0.27	
Total	/	/	/	/	4.43	3.5
Dalle pleine (plancher)	1	Revêtement carrelage	20	0.02	0.4	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
	5	Enduit ciment	18	0.15	0.27	
	6	Cloisons	/	/	1	
Total	/	/	/	/	5.93	1.5

Avec :

Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes

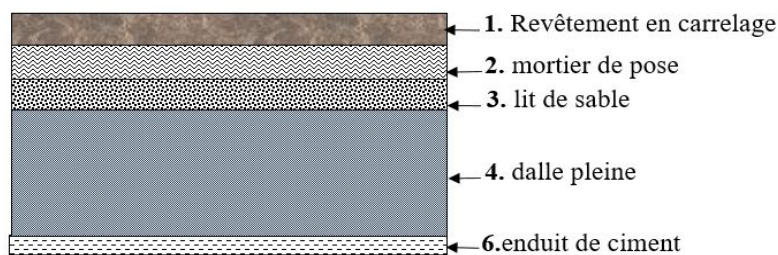


Fig. II.11 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine

II.3.2. Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs

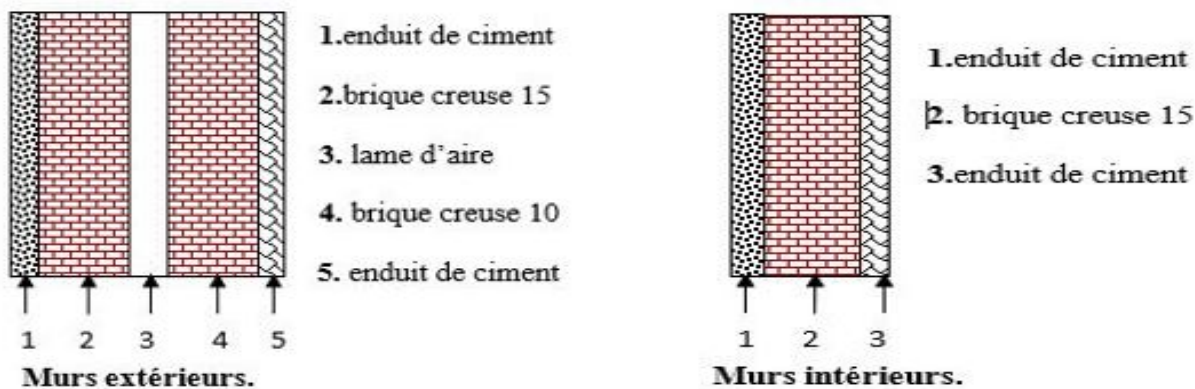


Fig.II.12 : coupe transversale d'un mur

Tab.II.5 : Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	10	0.015	0.15
	2	Brique creuse15	/	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse10	/	0.1	0.9
	5	Enduit ciment	18	0.02	0.36
Total	/	/	/	/	2.76

II.3.3. Évaluation des charges et des surcharges de l'acrotère

Tab II.6 : Évaluation de la charge « G » de l'acrotère

	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Acrotère	Enduit de ciment extérieure	18	0.015	0.27	1
	Enduit de ciment intérieure	18	0.015	0.27	
	Béton	25	0.1	2.5	1
Total			/	3.04	1

II.3.4. Évaluation des charges et des surcharges des escaliers

Tab II.7 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » dans l'escalier

	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	Revêtement en calage	20	0.02	0.4	2.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
Total	Surcharge d'exploitation du palier dans l'étage courant			G=5.18	5
	Surcharge d'exploitation du palier dans l'étage commercial				
Volée	Paillasse en béton		0.15/cos α	4.45	Q=2.5
	Les marches		0.085	1.87	
	Carrelage horizontale		0.02	0.4	
	Carrelage verticale		0.02*0.17/0.3	0.23	
	Mortier de pose horizontale		0.02	0.4	
	Mortier de pose verticale		0.02*0.17/0.3	0.23	
	Enduit de ciment		0.015/cosα	0.32	
	Garde-corps		/	0.6	
Total	Surcharge d'exploitation du au palier dans l'étage courant			G=8.5	Q=2.5
	Surcharge d'exploitation du au palier dans l'étage commercial			G=8.5	Q=5

II.4 Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. La loi de dégression des charges d'exploitation : Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2 numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le dernier étage : Q_0+Q_1
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour $n \geq 5$: $Q_0+(3+n/2n) (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

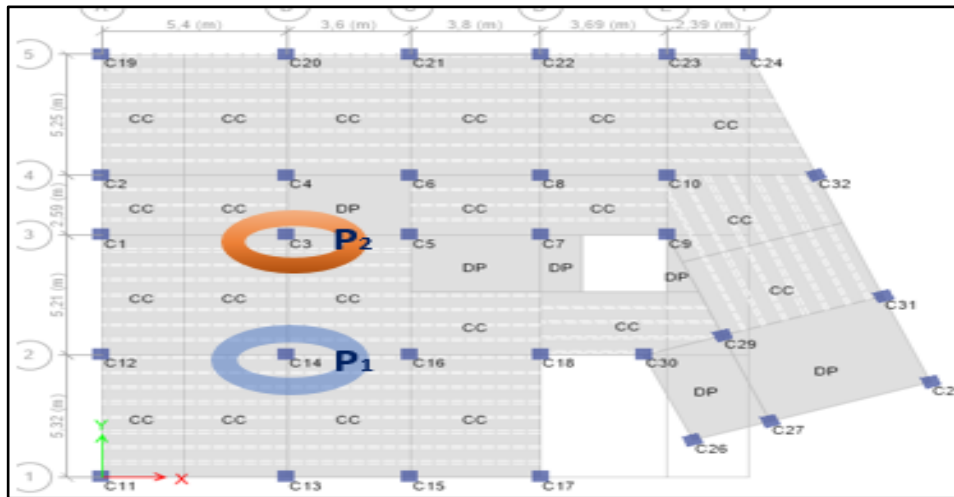
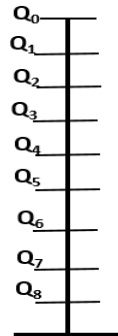


Fig.II.13 : les poteaux les plus sollicités

A/Poteau « P1 » au niveau de la terrasse inaccessible

Surface afférente : $\sum S_{aff} = S_1+S_2+S_3+S_4=20.8315m^2$

$$\begin{cases} G_{terrasse}= 20.8315 \times 5.75 = 120.40607 \text{ kn} \\ Q_{terrasse}= 20.8315 \times 1 = 20.8315 \text{ kn} \end{cases}$$

Poids des poutres : $\begin{cases} P_p = 16.74 \\ P_s = 12.6 \end{cases} \sum = 29.34 \text{ kn.m}$

Surface afférente des poutres : $\sum = 2.748 \text{ m}^2$

Surface afférente : $\sum S_{aff} = S_1+S_2+S_3+S_4=20.337m^2$

$$\begin{cases} G_{terrasse}= 20.337 \times 5.16 = 104.93892 \text{ kn} \\ Q_{terrasse}= 20.337 \times 1.5 = 30.5055 \text{ kn} \end{cases}$$

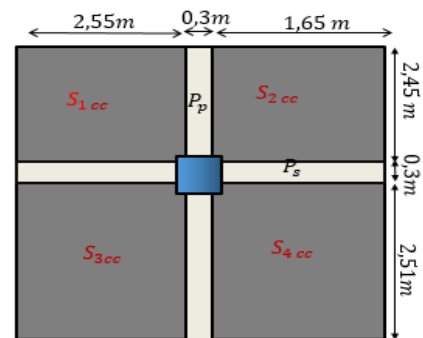


Fig.II.14 : Poteau « P1 » de la descente de charge terrasse inaccessible

$$\text{Poids des poutres : } \begin{cases} P_p = 16.74 \\ P_s = 12.6. \\ P_{chainage} = 4.33125 \end{cases}$$

$$\Sigma = 33.67125 \text{ kn.m}$$

Surface afférente des poutres : $\Sigma = 2.748 \text{ m}^2$

Poids des poteaux :

$$\begin{cases} pot(30 * 30) = 6.885 \\ pot(30 * 30) = 6.885 \\ pot(30 * 30) = 6.885 \end{cases} ;$$

$$\begin{cases} pot(35 * 35) = 9.371 \\ pot(35 * 35) = 9.371 \\ pot(35 * 35) = 9.371 \end{cases}$$

$$\begin{cases} pot(40 * 40) = 12.24 \\ pot(40 * 40) = 18.1 \\ pot(40 * 40) = 11.2 \end{cases}$$

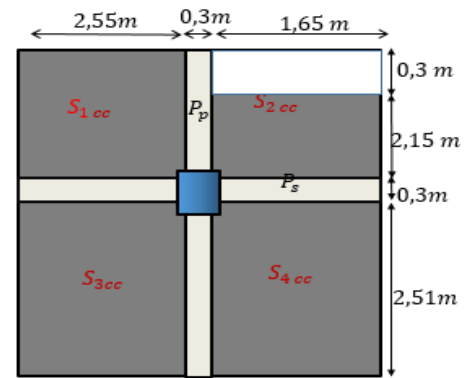


Fig.II.15 : Poteau « P₁ » de la descente de charge étage courant

II.4.1. Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau P₁

Tab II.8 : Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau

N	Désignation	G(kn)	Q(kn)
N ₉	Plancher terrasse inaccessible	120.406	
	Poids des poutres	29.34	Q ₀ =20.8315+2.748
	Poids de poteau	6.885	
	Total	156.63107	Q₀=23.5795
N ₈	Venant de N ₉	/	
	Poids Plancher étage courant	104.9389	
	Poids des poutres	33.67125	Q ₀ + Q ₁
	Poids de poteau	6.885	
	Poids du mur	12.11364	
	Total	314.23988	Q₁=58.94875
N ₇	Venant de N ₈	/	
	Poids du plancher étage courant	104.9389	
	Poids des poutres	33.67125	Q ₀ +(Q ₁ + Q ₂) *0.95
	Poids de poteau	6.885	
	Poids du mur	12.11364	
	Total	471.84869	Q₂=90.78107
N ₆	Venant de N ₇	/	
	Poids du plancher étage courant	104.9389	
	Poids des poutres	33.67125	Q ₀ +0.90*(Q ₁ *3)
	Poids de poteau	9.371	
	Poids du mur	12.11364	
	Total	631.9435	Q₃=119.07647
N ₅	Venant de N ₆	/	
	Poids du plancher étage courant	104.9389	
	Poids des poutres	33.67125	Q ₀ +0.85*(Q ₁ *4)
	Poids de poteau	9.371	
	Poids du mur	12.11364	
	Total	792.03831	Q₄=143.8349

N ₄	Venant de N ₅	/	
	Poids du plancher étage courant	104.9389	Q ₀ +0.80*(Q ₁ *5)
	Poids des poutres	33.67125	
	Poids de poteau	9.371	
	Poids du mur	12.11364	
Total	952.13312	Q₅=165.0505	
N ₃	Venant de N ₄	/	
	Poids du plancher étage courant	104.9389	Q ₀ + $\frac{3+n}{2n}$ (Q ₁ *6)*1.5
	Poids des poutres	33.67125	
	Poids de poteau	12.24	
	Poids du mur	12.11364	
Total	1115.0969	Q₆=182.74112	
N ₂	Venant de N ₃	/	
	Poids du plancher étage courant	104.9389	Q ₀ + $\frac{3+n}{2n}$ (Q ₁ *7)*1.5
	Poids des poutres	33.67125	
	Poids de poteau	18	
	Poids du mur	12.11364	
Total	1283.8207	Q₇=200.4257	
N ₁	Venant de N ₂	/	
	Poids du plancher étage courant	104.9389	Q ₀ + [Q*7*1.5+Q*5]
	Poids des poutres	33.67125	
	Poids de poteau	11.2	
	Poids du mur	12.11364	
Total	1433.6309	Q₈=389.06175	

II.4.2. Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau P₂ celui de la cage d'escalier

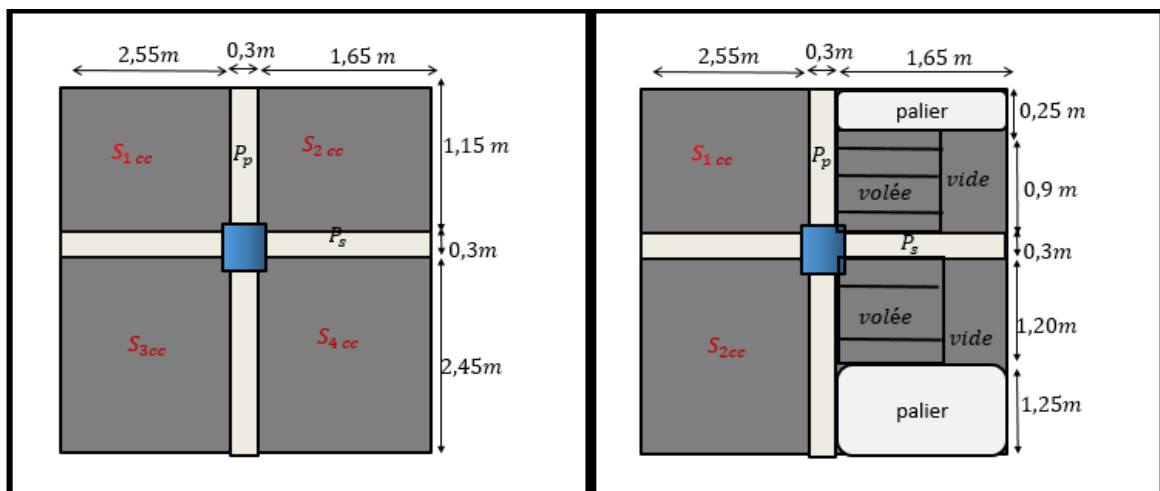


Fig.II.16 : Poteau « P₂ » de la descente de charge étage courant et terrasse inaccessible d'une manière semblable au calcul précédent on trouve les résultats pour le poteau 2

Le tableau suivant décrit l'évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau P₂

Tab II.9 : Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau P₂

N	Désignation	G(kn)	Q(kn)
N ₉	Plancher terrasse inaccessible	90.417	Q ₀
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	6.885	
	Total	122.0626	Q₀=17.46
N ₈	Venant de N ₉	/	Q ₀ + Q ₁
	Poids Plancher étage courant	49.2584	
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	6.885	

	Palier	16.16	
	Volée	27.66	
	Total	246.786	Q₁=44.73
N ₇	Venant de N ₈	/	
	Poids Plancher étage courant	49.2584	
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	6.885	Q ₀ +(Q ₁ + Q ₂) *0.95
	Palier	16.16	
	Volée	27.66	
	Total	371.501	Q₂=69.387
N ₆	Venant de N ₇	/	
	Poids Plancher étage courant	49.2584	
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	9.371	Q ₀ +0.90*(Q ₁ *3)
	Palier	16.16	
	Volée	27.66	
	Total	373.987	Q₃=91.251
N ₅	Venant de N ₆	/	
	Poids Plancher étage courant	49.2584	
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	9.371	Q ₀ +0.85*(Q ₁ *4)
	Palier	16.16	
	Volée	27.66	
	Total	501.187	Q₄=110.382
N ₄	Venant de N ₆	/	
	Poids Plancher étage courant	49.2584	
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	9.371	Q ₀ +0.80*(Q*5)
	Palier	16.16	
	Volée	27.66	
	Total	628.388	Q₅=126.78
N ₃	Venant de N ₆	/	
	Poids Plancher étage courant	49.2584	
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	12.24	Q ₀ + $\frac{3+n}{2n}$ (Q ₁ *6)*1.5
	Palier	16.16	
	Volée	27.66	
	Total	758.458	Q₆=140.215
N ₂	Venant de N ₆	/	
	Poids Plancher étage courant	49.2584	
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	18	Q ₀ + $\frac{3+n}{2n}$ (Q ₁ *7)*1.5
	Palier	16.16	
	Volée	27.66	
	Total	894.296	Q₇=154.15
N ₁	Venant de N ₆	/	
	Poids Plancher étage courant	49.2584	
	Poids des poutres	24.76	
	Poids de poteau	18	Q ₀ + [Q*7*1.5+Q*5]
	Palier	16.16	
	Volée	27.66	
	Total	979.506	Q₈=345.42

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{tot}=1433.6309\text{KN};$$

$$Q_{tot} =389.06175\text{KN}$$

II.5 Vérifications

☞ *L'effort normal ultime :*

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad \Rightarrow \quad N_u=2518.9943 \text{ KN/m}^2$$

Selon le **CBA93** (article B.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux voisins de rive l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : N_U=1.1 (1.35G+1.5Q)

$$L'effort normal max N_u=2518.9943 \text{ KN/m}^2. \quad \Rightarrow \quad N_u^*=1.1 \times 2518.9943=2770.893789 \text{ KN/m}^2.$$

Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 14.2$$

$$B = (0.4 \cdot 0.4) = 0.16 \text{ m}^2; \quad \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} = \frac{2770.8937}{14.2} = 0.195 \quad \rightarrow 0.195 \text{ m}^2 < 0.16 \text{ m}^2 \Leftrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Ce qui veut dire qu'on est obligé de pré dimensionnée la section des poteaux à la base.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tab II.10 : Vérification de la résistance

Niveau	N _U (KN)	1.1 N _U (KN)	B (m ²)	B calculé	Observation
7 ^{ème} étage	246.821	271.503	0.09	0.019	Vérifiée
6 ^{ème} étage	512.646	563.911	0.09	0.041	Vérifiée
5 ^{ème} étage	773.207	850.528	0.09	0.061	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1031.738	1134.9112	0.1225	0.082	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1285.004	1413.5045	0.1225	0.102	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1532.954	1686.250	0.1225	0.122	Vérifiée
1 ^{ème} étage	1779.49	1957.441	0.16	0.142	Vérifiée
RDC	2033.796	2237.1762	0.16	0.162	Non Vérifiée
S-sol	2518.9943	2770.8937	0.16	0.195	Non Vérifiée

Vérification au flambement :

Exemple de calcul : vérification du poteau Sou sol.

D'après le CBA 93(Article B.8.2.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{Avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2: \text{ section réduite du poteau} \rightarrow \text{il faut vérifier que : } B_r \geq B_{r \text{ cal}} \\ \alpha: \text{ coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement} \\ \gamma_s = 1.15: \text{ coefficient de sécurité de l'acier} \\ A_s: \text{ section d'armature comprimée} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b: \text{ coefficient de sécurité du béton} = 1.5 \\ \gamma_s: \text{ coefficient de sécurité de l'acier} = 1.15 \end{array} \right.$$

Avec : $l_0 = 2.8m \rightarrow l_f = 0.7 \times l_0 = 1.96m \rightarrow l_0$: la longueur de flambement

$$i = \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h \times b^3}{12} = \sqrt{\frac{(0.45)^4 / 12}{0.45 \times 0.45}} = 0.129 = 12.99$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.96}{12.99} = 15.08 \quad \rightarrow \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.08}{35}\right)^2} = 0.81$$

Selon le **BAEL** $A_s \in [0.8\%B_r ; 1.2\%B_r]$ \rightarrow on prend $A_s = 1\% \times B_r$.

$$B_{r\text{cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{s28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]} = \frac{2822.076 * 10^{-3}}{0.81 \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 1583.88 \text{cm}^2$$

$B_r = (45-2) * (45-2) = 1849 \text{cm}^2$ Donc : $\Rightarrow B_r = 1849 \text{cm}^2 > B_{r\text{cal}} = 1583.88 \text{cm}^2$ condition vérifiée
Vérification des conditions du RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux

Tab II.11 : Vérification au flambement

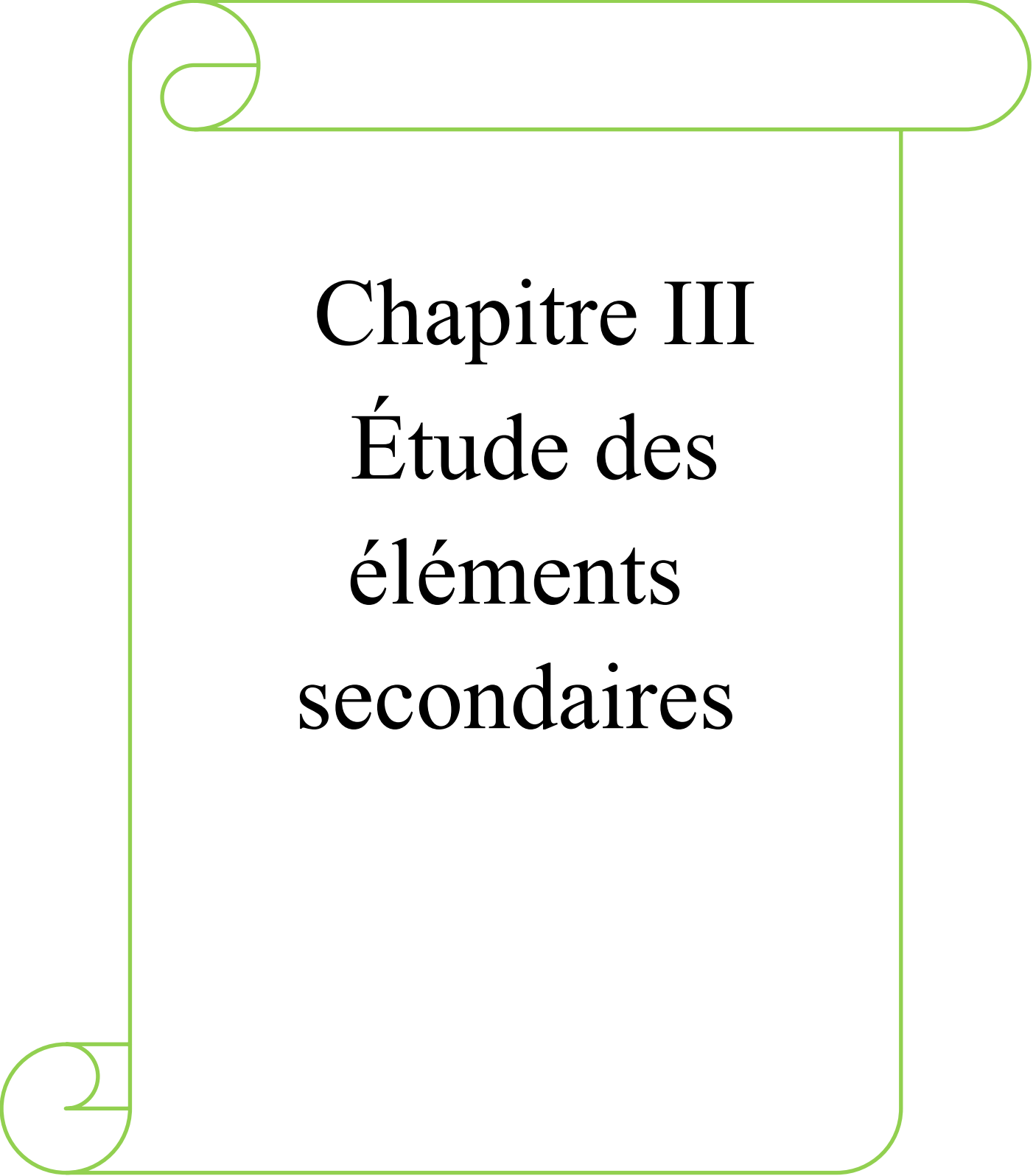
Niveau	B (m ²)	N _u (KN)	i(m)	λ	α	B _r (cm ²)	B _r cal cm ²)	Observation
7 ^{ème} étage	0.09	278.06	8.66	24.73	0.83	838	74.44	Vérifié
6 ^{ème} étage	0.09	576.50	8.66	24.73	0.83	838	154.3	Vérifié
5 ^{ème} étage	0.09	869.11	8.66	24.73	0.83	838	232.6	Vérifié
4 ^{ème} étage	0.1225	1155.89	10.10	21.20	0.83	1153	309.4	Vérifié
3 ^{ème} étage	0.1225	1440.52	10.10	21.20	0.83	1153	385	Vérifié
2 ^{ème} étage	0.1225	1719.31	10.10	21.20	0.83	1153	948	Vérifié
1 ^{er} étage	0.16	1996.54	11.54	18.55	0.84	1518	1080	Vérifié
RDC	0.18	2282.31	11.54	27.29	0.75	1718	1383.4	Vérifié
Sou sol	0.2025	2822.07	12.99	15.08	0.81	1849	1583.88	Vérifié

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.6 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : 30 × 40 ;
- Poutres secondaires : 30 × 35 ;
- Poteaux du Sous-sol : 45×45 ;
- Poteaux du RDC : 45×40 ;
- Poteaux du 1er étage : 40×40 ;
- Poteaux des étages 2 ,3 et 4 : 35×35 ;
- Poteaux des étages 5 ,6 et 7 : 30×30.



Chapitre III
Étude des
éléments
secondaires

Chapitre III. Étude des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent au contreventement
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi que les escaliers et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.1.1. Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

III.1.1.1 Méthode Forfaitaire

a. Domaine d'application

BAEL91 (Art B.6.2.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

b. Application de la méthode

Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$
- $M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.

- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

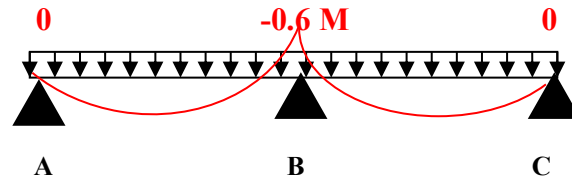


Fig.III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

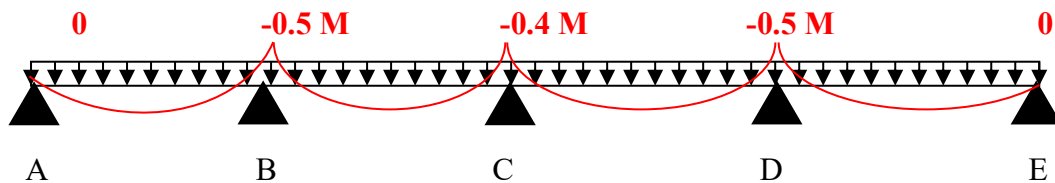


Fig.III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas *s.* de ferrailage) seulement le *BAEL91* préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $:0.15M_0$.
 Tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

Évaluation de l'effort tranchant

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

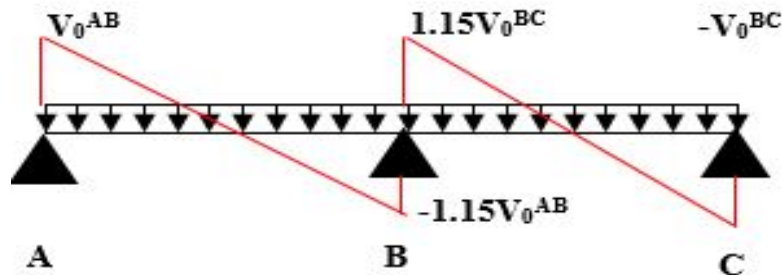


Fig.III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

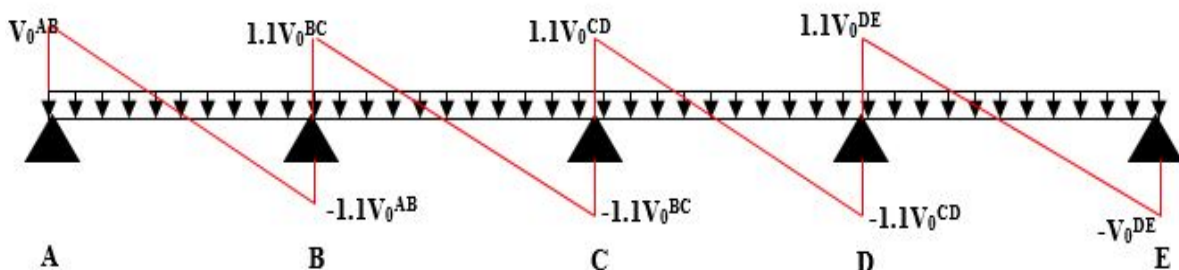


Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées

III.1.2. Méthode de Caquot**a. Domaine d'application**

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

b. Application de la méthode

Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

En appuis

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{BAEL (ArtL.III,3)}$$

l_g' et l_d' : Longueur fictive

P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$l' = \begin{cases} 0.8l : \text{Travée intermédiaire} \\ l : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \text{BAEL (ArtL.III,3)}$$

Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée

Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

a/Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b/Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

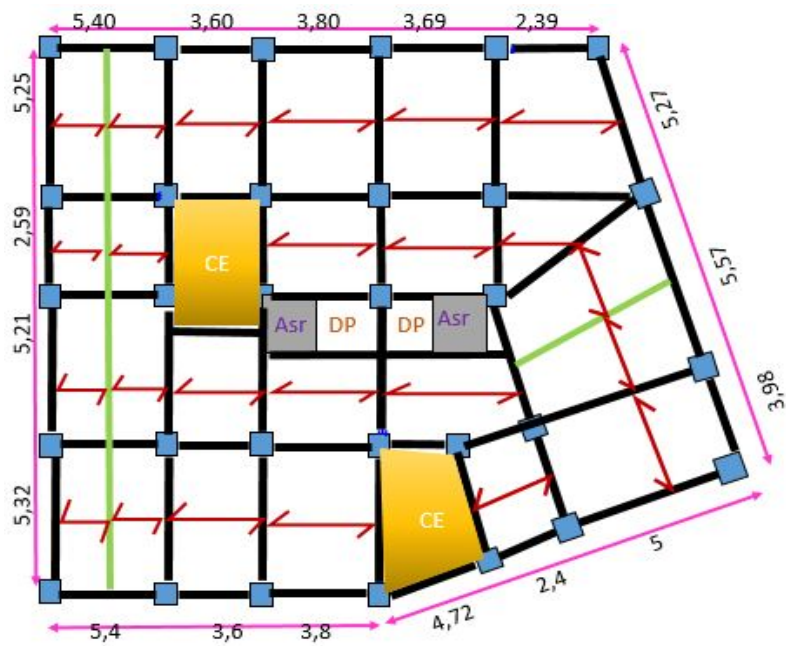


Fig. III.5 : Sens de disposition des poutrelles

III.1.3. Les différents types des poutrelles

Types dans étage commerciale :

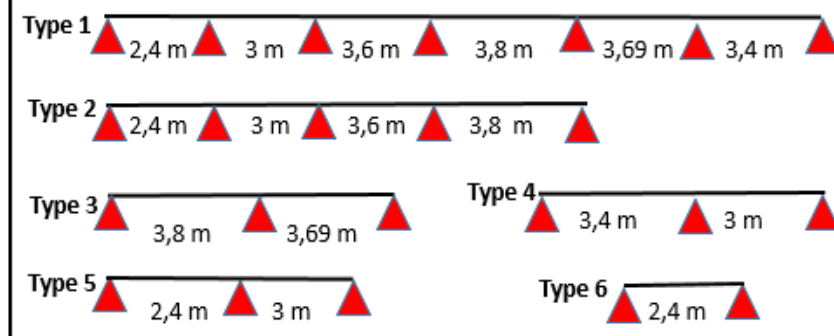


Fig. III.6 : Types de poutrelles dans l'étage commerciale

Types des poutrelles dans les étages courants :

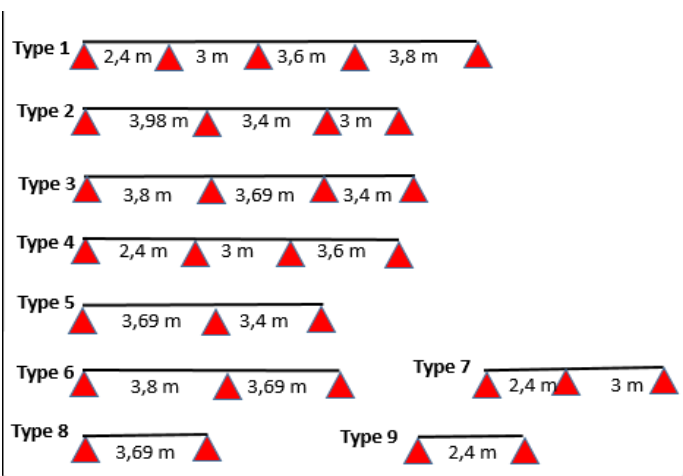


Fig. III.7 : Types de poutrelles dans l'étage courant

Types dans terrasse inaccessible

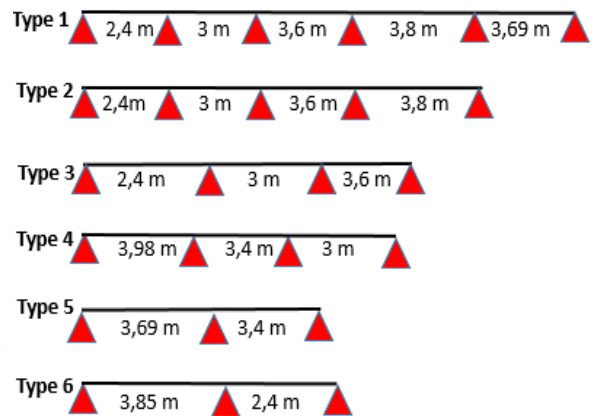


Fig. III.8 : Types des poutrelles dans la terrasse inaccessible

III.1.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

À l'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times P_u$

À l'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times P_s$

Tab III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Étage commercial	5.16	5	14.46	9.40	10.16	6.60
Étages courants	5.16	1.5	9.21	5.99	6.66	4.32
Terrasse inaccessible	5.83	1	9.37	6.09	6.83	4.44

Différentes sollicitations dans les étages :

Tab III.2 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans l'étage commerciale

Types	ELU			ELS			V _u (KN)
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	
1	-2.546	-8.028	12.688	-1.788	-5.62	8.911	19.083
2	-2.546	-8.468	15.234	-1.788	-5.96	10.699	19.652
3	-2.546	-10.183	14.386	-1.788	-7.152	10.103	20.546
4	-2.038	-8.152	11.516	-1.432	-5.726	8.089	18.383
5	-1.587	-6.347	8.966	-1.115	-4.458	6.298	16.22
6	-1.016	/	6.77	-0.713	/	4.755	11.284

Tab III.3 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans les étages courants

Types	ELU			ELS			V _u (KN)
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	
1	-1.622	-5.406	8.839	-1.172	-3.907	6.388	12.519
2	-1.779	-5.93	9.696	-1.286	-4.286	7.008	13.112
3	-1.622	-5.406	8.839	-1.172	-3.907	6.388	12.519
4	-1.456	-4.852	7.862	-1.052	-3.507	5.733	11.862
5	-1.529	-6.117	7.823	-1.105	-4.421	5.655	12.709
6	-1.622	-6.487	8.298	-1.172	-3.907	6.388	12.519
7	-1.011	-4.043	5.172	-0.731	-2.922	3.738	10.333
8	-0.647	/	4.313	-0.468	/	3.117	7.188
9	-1.529	/	10.195	-1.105	/	7.368	11.052

Tab III.4 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans la terrasse inaccessible

Types	ELU			ELS			V _u (KN)
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	
1	-1.555	-5.497	8.137	-1.134	-4.007	5.931	12.73
2	-1.649	-5.497	8.789	-1.202	-4.007	6.411	12.73
3	-1.48	-4.934	7.893	-1.079	-3.597	5.754	12.06
4	-1.809	-6.03	9.648	-1.319	-4.396	7.003	13.333
5	-1.555	-6.22	7.775	-1.134	-4.534	5.668	12.924
6	-1.693	-5.853	8.549	-1.234	-4.238	6.242	13.549

III.1.5. Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul plancher étage commerciale : forfaitaire

a. Calcul à L'ELU

Sollicitations maximales

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Calcul de la section d'armature longitudinale

$$h_t = 20\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm} \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y \text{min}}{10}\right) \Leftrightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{50}{2}; \frac{210}{10}\right) \Leftrightarrow b \geq (21 + 5) \times 2 \Leftrightarrow b \geq 50 \Leftrightarrow b = 60\text{cm}$$

$$G=5.46 \text{ KN/m}^2 \quad Q=5 \text{ KN/m}^2$$

$$f_e = 400\text{Mpa} \quad f_{c28}=25\text{Mpa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \quad d=h_t-c=18\text{cm} \quad \gamma_b=1.5$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{t \max} = 15.23 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = -2.546 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ inter}} = -10.183 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_{t \max} = 10.699 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = -1.715 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ inter}} = -7.152 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \{V_u = 20.546 \text{ KN}$$

Ferrailage en travée :

Calcul du moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 0.6 \times 0.04 \left(0.8 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.054 \text{ MN.m}$$

$M_{tu}=0.054, \text{ MN.m} > M_u = 0.0325 \text{ MN.m} \Leftrightarrow$ calcule d'une section rectangulaire (b*h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{15.234 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.6 \times 0.18^2} = 0.0551 < 0.186 \Leftrightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Leftrightarrow \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \text{ce qui donne } : A_t = \frac{M_{tu}}{z \cdot f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.0709$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.07) = 0.174 \Leftrightarrow A_t = \frac{15.23 \cdot 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 2.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow A_t^{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ cal}} = 2.5 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. Ferrailage aux appuis

Appuis intermédiaires

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Opte pour 3HA10 avec $A=2.36\text{cm}^2$

$$M_{a\text{inter}} = -10.183\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.183 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.221 > 0.186 \leftrightarrow \text{pivot B}$$

$$\text{On a : } f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow \mu_l = 0.392 \Rightarrow \alpha_l 0.668 \rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 0.221 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{Les armatures comprimé ne sont pas nécessaires})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.221}) = 0.316$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.316) = 0.157 \Leftrightarrow A_a = \frac{10.18 \cdot 10^{-3}}{0.157 \times 348} = 1.86 \cdot 10^{-4}\text{m}^2 = 1.86\text{cm}^2$$

$$A_a^{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.220\text{cm}^2 < A_{a\text{cal}} = 1.86\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis de rive :

$$M_{a\text{rive}} = -2.546\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2.546 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.053\text{MN.m} < 0.186 \leftrightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{On a : } f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow \mu_l = 0.392 \Rightarrow \alpha_l 0.668 \rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3} \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053}) = 0.0712$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.316) = 0.174$$

$$A_a = \frac{2.546 \cdot 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 0.42 \cdot 10^{-4}\text{m}^2 = \mathbf{0.42\text{cm}^2}$$

$$A_a^{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.220\text{cm}^2 < A_{a\text{cal}} = 0.42\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Choix des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{en travée: } A_{cal} = 2.50\text{cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{a\text{opté}} = 2.50\text{cm}^2 \quad \leftrightarrow 3\text{HA}10 \\ \text{en appui inter: } A_{cal} = 1.86\text{cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{a\text{opté}} = 1.92\text{cm}^2 \quad \leftrightarrow 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 \\ \text{en appui rive: } A_{cal} = 0.42\text{cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{a\text{opté}} = 0.79\text{cm}^2 \quad \leftrightarrow 1\text{HA}10 \end{array} \right.$$

Ferrailage transversale

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 10\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 10 / 10, 10\} = 5.71\text{mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 8$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 1.01\text{cm}^2$.

Espacement S_t :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1/ St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2\text{cm}$$

$$2/. St \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)};$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ (\text{Armature's droits.})$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 1.01 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.785 - 0.3 \times 2.1)} = 208.52\text{cm}.$$

$$St \leq 208.52\text{cm}$$

$$3/. St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 1.01\text{m} = 101\text{cm}.$$

$$St \leq \min((1); (2); (3)); \text{ Soit } St = 15\text{cm}.$$

III.1.6. Les vérifications nécessaires :

A. l'ELU :

Vérifications des contraintes de cisaillement :

$$V_u = 20.55\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{20.55 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.14\text{MPa}$$

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

$$\tau = 1.14\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis l'effort tranchant V_u :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$

$$A_{l\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \rightarrow A_{l\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 20.54 \times 10^{-3} \Leftrightarrow A_l \geq 0.591\text{cm}^2$$

On a $A_l = 3HA10 + 1HA10 = 3.15\text{cm}^2 > 0.591\text{cm}^2 \dots \dots$ condition vérifiée

Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_{a\text{int}}}{0.9d} \right) \rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(20.54 \cdot 10^{-3} - \frac{10.18 \cdot 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.22 < 0$$

\Rightarrow pas de vérification à faire pour l'appui intermédiaire

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 16.2\text{cm}$$

$$V_u = 20.54\text{KN} \leq 0.267 \times 16.2 \times 0.10 \times 25 = 108.13\text{KN}; \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25\text{cm}.$$

$$\tau_u = \frac{0.25 \times 20.546 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.6 \times 0.04 \times 0.18} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ donc pas de risque de rupture à la jonction table – nervure

A. P'ELS :

▪ vérifications des contraintes:

En travée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} \cdot 15 A (d - h_0) = \frac{0.6 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.56 \times 10^{-4} < 0$$

⇒ section en T : l'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de Y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0) \cdot h_0) y - 15A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \text{Avec } A' = 0$$

$$5y^2 + 235.4y - 1037.2 = 0 \quad \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 275.96 \quad \Leftrightarrow y = 4.056 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 1334.51 - 2.927 + 6882.7 \text{ cm}^4$$

$$I = 8214.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.699 \times 10^{-3}}{8214.593 \times 10^{-8}} 4.056 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 5.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En Appui intermédiaire :

$$\text{Calcul de Y : } 5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \quad \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 105.81 \quad \Leftrightarrow y = 7.702 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de I : } 2284.262 + 3054.206 \quad \Leftrightarrow I = 5338.47 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.152 \times 10^{-3}}{5338.47 \times 10^{-8}} 7.702 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 10.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} (1): \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{0.20}{3.8} \geq \frac{0.897 \times 16.97}{15 \times 16.97} \Leftrightarrow 0.0589 > 0.0526 \dots\dots \text{non vérifiée} \\ (2): \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.36}{10.18} \leq \frac{3.6}{400} \Leftrightarrow 0.0131 \geq 0.0009 \dots\dots \text{non vérifiée} \\ (3): L \leq 8 \text{ cm} \Leftrightarrow 3.8 \text{ cm} < 8 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La condition n'est pas vérifiée ⇒ donc la vérification de la flèche est obligatoire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.46 \frac{kn}{m^2} \quad Q = 1 \frac{kn}{m^2} \\ j = G - G_{rev} = 1.852 \frac{kn}{m^2} \\ p = G + Q = 6.46 \frac{kn}{m^2} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{serg} = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 5.434kn \\ M_{serj} = J \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 3kn \\ M_{serp} = P \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 10.69kn \end{array} \right.$$

• **Propriété de la section :**

✓ Module de Young instantané et différé : $\begin{cases} E_v = 10721.39 \text{ mpa} \\ E_i = 32164.19 \text{ mpa} \end{cases}$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

$$Y = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (60 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18)}{(10 \times 20) + (60 - 10) \times 4 + 15 \times 2.36} = \frac{3037.2}{435.4}$$

$$Y = 6.975 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 18016.476 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de coefficient ρ :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{(0.10 \times 0.18)} = 0.131$$

✓ Calcul des coefficients λ_i et λ_v :

$$\lambda \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3 \times b_0) \rho} = 3.206 \\ \lambda_i \times \frac{2}{5} = 1.282 \end{array} \right.$$

✓ Calculs des contraintes de traction σ_{st} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{stj} = 15 \times M_{serj} \frac{(d-y)}{I} = 76.384 \text{ mpa} \\ \sigma_{stg} = 5 \times M_{serg} \frac{(d-y)}{I} = 138.35 \text{ mpa} \\ \sigma_{stp} = 5 \times M_{serp} \frac{(d-y)}{I} = 272.42 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

✓ Calcul des coefficients μ_j ; μ_g ; μ_p :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{3.675}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}} = 0.606 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stg} + f_{t28}} = 0.397 \\ \mu_j = 1 - \frac{3.675 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stp} + f_{t28}} = 0.775 \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6727.61 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 1114.44 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8709.7 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5683.9 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser^g} \times \frac{l^2}{10 \times E_V \times I_{f_{gv}}} = 6.56 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser^j} \times \frac{l^2}{10 \times E_V \times I_{f_{ji}}} = 1.54 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser^p} \times \frac{l^2}{10 \times E_V \times I_{f_{pi}}} = 0.845 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser^g} \times \frac{l^2}{10 \times E_V \times I_{f_{gi}}} = 3.62 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 9.847 \text{ mm} > \bar{f} = 7.6 \text{ mm}$$

Commentaire : La flèche n'est pas vérifiée au niveau de l'étage commercial $A_{travée} = 2.36 \text{ cm}^2$, donc on doit augmenter le ferrailage a $A_{choisit} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Tous les calculs de ferrailage et vérifications a l'ELU et l'ELS pour tous les niveaux seront résumés dans les tableaux si dessous :

➤ **Vérification a l'ELU :**

III.1.6.1 Calculs de ferrailage a l'ELU :

Tab.III.5 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher

		G Kn/m ²	Q Kn/m	M Kn.m	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (Cm ²)	A_{min} (Cm ²)	$A_{choisit}$ (Cm ²)	A_{trans} (Cm ²)
Étage courant	Travée	5.16	1.5	10.1	0.036	0.047	0.176	1.66	1.3	2.7=2HA10 +1HA12	0.57
	$A_{pui_{int}}$			-6.4	0.141	0.109	0.166	1.12	0.22	1.57=2HA10	
	$A_{pui_{rive}}$			-1.7	0.038	0.049	0.176	0.29	0.22	0.79=1HA10	
Terrasse Inaccessible	Travée	5.83	1	9.48	0.034	0.044	0.176	1.56	1.30	2.7=2HA10 +1HA12	0.57
	$A_{pui_{int}}$			-6.2	0.135	0.182	0.166	1.07	0.22	1.57=2HA10	
	$A_{pui_{rive}}$			-1.8	0.039	0.050	0.176	0.29	0.22	0.79=1HA10	

Vérifications à l'ELU

Tab.III.6 : Vérification à l'ELU

	Armature longitudinale		Bielle (kn)	Jonction table nervure	Cisaillement
	$A_{appui\ inter}$ (cm) ²	$A_{appui\ rive}$ (cm) ²			
Étage courant	0 > -2.26	3.49 > 0.377	13.11 < 108.13	0.843 < 3.33	0.72 < 3.33
Terrasse inaccessible	0 > -0.72	3.05 > 0.38	13.33 < 90.833	0.85 < 3.33	0.74 < 3.33

III.1.6.2 Vérification à l'ELS

○ Vérification des contraintes

Tab.III.7 : Vérification à l'ELS

Plancher	Position	M_{ser} (kn.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Y(cm)	$I(\text{cm})^4$	σ_{bc} (mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	Observation
Étage courant	Travée	7.368	2.7	4.153	9317.4	2.91	15	Vérifiée
	Appui inter	-4.688	1.57	9.504	4561.4	9.77	15	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	Travée	7.003	2.7	4.154	9317.4	3.12	15	Vérifiée
	Appui inter	-4.53	1.5	7.14	3990.7	8.12	15	Vérifiée

○ Vérification de la flèche :

Tab.III.8 : Évaluation de la flèche dans les planchers étage courant et terrasse inaccessible

Plancher	Étage courant	Terrasse inaccessible		Étage courant	Terrasse inaccessible	
L(m)	3.98	3.98		σ_{stg} (MPa)	127.248	98.14
b(cm)	60	60		σ_{stp} (MPa)	164.23	169.7
b_0 (cm)	10	10		μ_g	0.622	0.711
q_g (kn/m)	0.250	0.306		μ_j	0.528	0.631
q_j (kn/m)	0.335	0.412		μ_p	0.692	0.728
q_p (kn/m)	0.432	0.502		$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	7.605	9.32
M_g (kn.m)	5.708	5.12		$I_{f_{ji}}$ (cm ⁴)	8.416	10.72
M_j (kn.m)	4.259	3.25		$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	7.059	9.02
M_p (kn.m)	7.368	6.32		$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	12.33	13.58
Y_G (cm)	4.153	5.17		f_{gv} (mm)	5.824	7.128
I_0 (cm ⁴)	9317.4	9782.3		f_{ji} (mm)	2.129	1.146
ρ	0.015	0.019		f_{pi} (mm)	4.356	4.73
λ_i	2.843	3.04		f_{gi} (mm)	3.148	3.81
λ_v	1.137	1.17		f (mm)	4.90	6.576
				f^- (mm)	7.38	7.96
				Observation	Vérifiée	Vérifiée

Le tableau Tab.III.9 présente le Ferrailage des poutrelles dans les différents étages

Tab.III.9 : Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage commercial			
Plancher d'étage courant			
Terrasse inaccessible			

III.1.6.3 Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A^\perp = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2/\text{ml})$$

Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A^\parallel = A^\perp / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

$5\text{TS6}/\text{ml} = 1.41\text{cm}^2 \Rightarrow$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots \dots$ Condition vérifiée.

On choisit :

$3TS6/ml=0.85cm^2 \Rightarrow$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St=30cm < 30cm \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

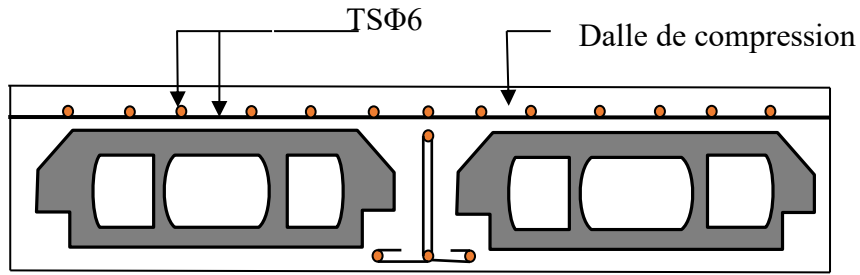


Fig.III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2 Étude des dalles pleines :

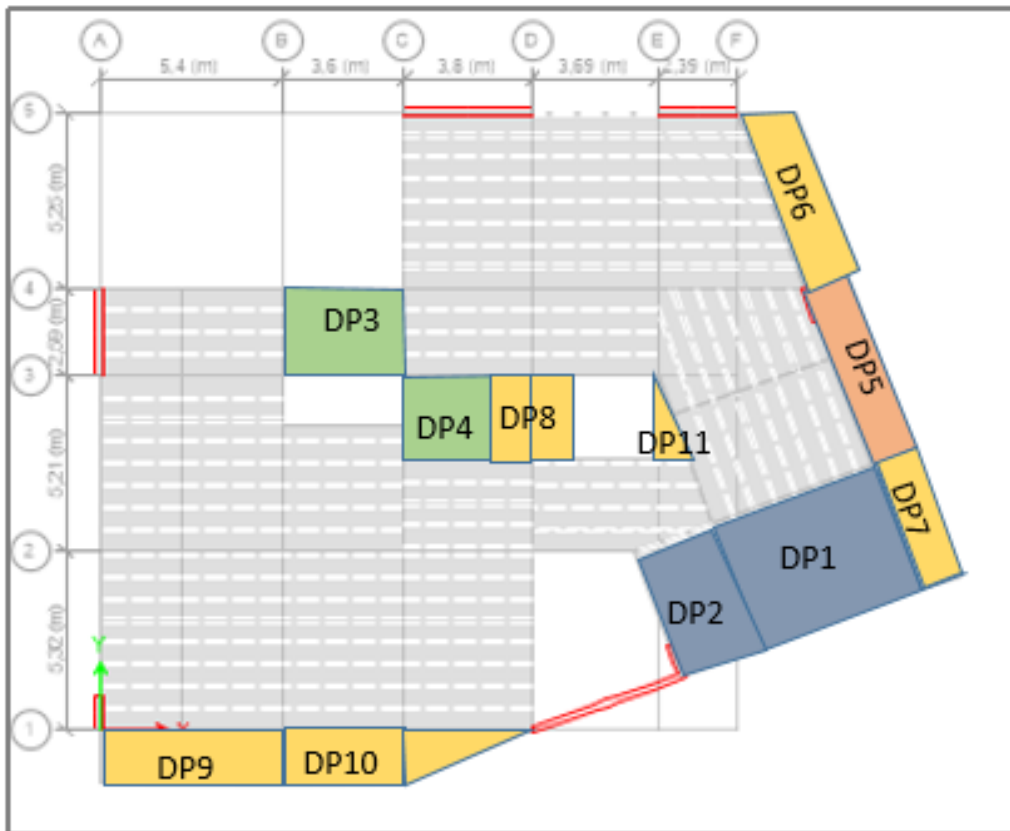
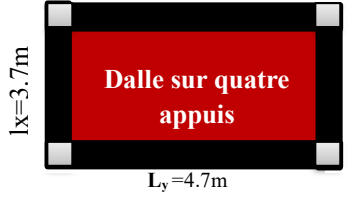

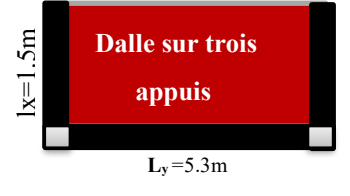



Fig.III.10 : montre les différentes dalles que porte notre structure

Tab III.10 : dimensionnement des panneaux de dalle pleine

Types	Nombre d'appuis	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	L'épaisseur e (cm)	Schémas
DP1	4	$\rho = \frac{3.7}{4.7} = 0.787 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $7.55 < e < 8.5$ e=14cm	
DP3	4	$\rho = \frac{2.59}{3.6} = 0.78 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $5.75 < e < 6.47$ e=14cm	
DP5	3	$\rho = \frac{1.5}{5.3} = 0.28 < 0.4$	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ $4.2 < e < 5$ e=14cm	
DP6	3	$\rho = \frac{1.5}{5} = 0.3 < 0.4$	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ $4.2 < e < 5$ e=14cm	

III.2.1. Panneau de dalle (Dp1) sur 4 (appuis) étage commerciale

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4$ donc la dalle travail selon les deux sens

e = 14cm

- Calcul de chargement :

$G = 5.93 \text{KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2.$

- Charges sur la dalle :

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 15.505 \text{ KN/ ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 10.93 \text{ KN/ml}$

- Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0584 \times 15.505 \times 3.7^2 = 12.39 \text{KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.5608 \times 12.39 = 6.95 \text{KN / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0650 \times 10.93 \times 3.7^2 = 9.72 \text{KN / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.684 \times 9.72 = 6.653 \text{KN / ml} \end{cases}$$

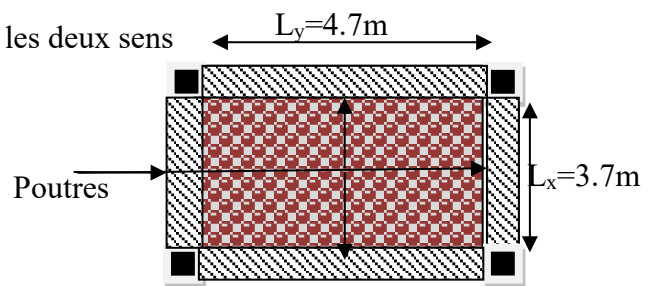


Fig.III.11 : panneau de dalle (poste transforme)

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**- En travée :**

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 10.53 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 5.90 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 8.26 \text{ KN} \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 5.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :

$$\begin{cases} M_u^x = -0.3M_{0u}^x = -3.71 \text{ KN.m} \\ M_u^y = -0.3M_{0u}^y = -2.08 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ser}^x = -0.3M_{0u}^x = -2.91 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^y = -1.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

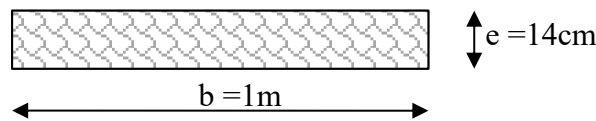


Fig.III.12 : Section de la dalle pleine a ferrillé

Tab.III.11 : Calcul du ferrailage de la dalle (poste transforme)

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	St (cm)
Travée	//lx	10.53	0.051	0.066	0.116	2.59	1.23	4HA12 =4.52	25
	//ly	5.69	0.028	0.036	0.118	1.43	1.12	4HA10 =3.14	25
Appui	//lx	3.71	0.018	0.022	0.118	0.899	1.23	4HA8 =2.01	25
	//ly	2.08	0.010	0.0128	0.119	0.50	1.12	4HA8 =2.01	25

$$\text{Avec : } A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1.23 \text{ cm}^2, \quad A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

• A) Vérification diverse :**a) A l'ELU :****- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.207 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{15.05 \times 3.7}{3} = 19.12 \text{ KN} \quad ; \quad V_u^y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 26.14 \text{ KN}$$

-Vérification des espacements :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens principale)}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)}$$

- **Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 4.52 \text{ cm}^2$ et $V_{\max} = 26.14 \text{ KN}$. $\Rightarrow 5.65 \geq 0.93 \text{ cm}^2$

b) A PELS :

-vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

- Vérification des contraintes

Tab.III.12 : Vérification des contraintes

	sens	Mser (KN.m)	I*10 ⁻⁵ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	8.28	9.76	0.042	3.639	15	97.79	201.6	Vérifie
	//ly	5.68	5.65	0.0032	3.216		131.69		Vérifie
Appui	//lx	2.96	6.84	0.035	1.516	15	53.96	201.6	Vérifie
	//ly	1.99	5.65	0.032	1.135		46.48		Vérifie

B) Vérification de la flèche

1) $\Rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \cdot l_x \right] \rightarrow e = 14 \text{ cm} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{10.53}{20 \times 12.39} \right) \cdot 3.7 \right]$

$\Rightarrow e = 14 \text{ cm} \geq \max[0.0637]$ condition vérifiée

2) $\Rightarrow A_{tx} \leq \frac{2 \times b \times dx}{f_e} \Rightarrow A_{tx} = 4.52 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

→ Donc pas de risque de flèche

a. Schéma de ferrailage

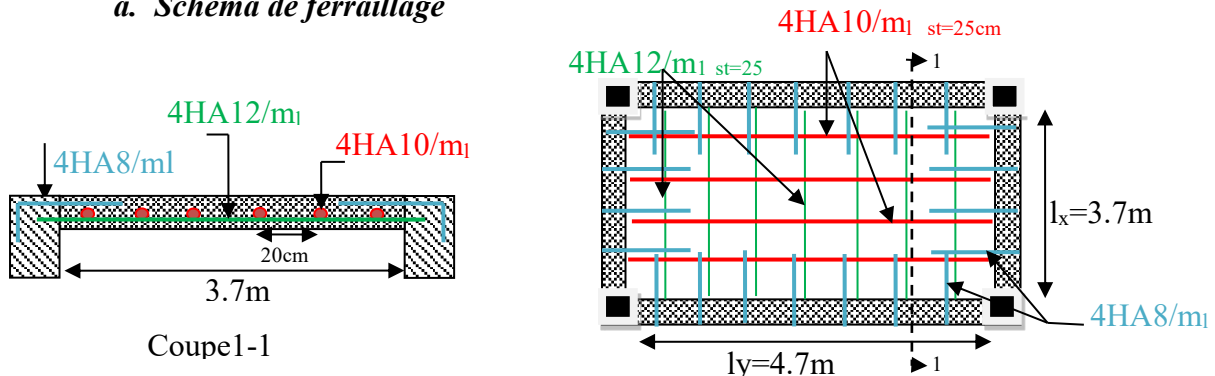


Fig.III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme

NB : on adopte un même ferrailage pour la dalle [DP2].

III.2.2. Panneau DP5 (3 appuis) balcons :

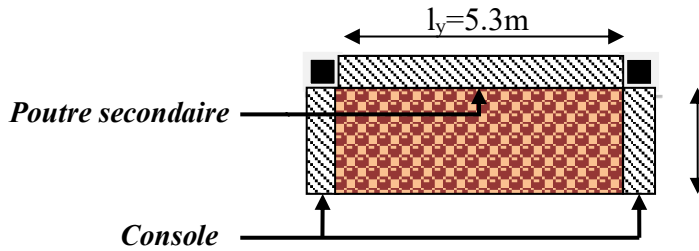


Fig.III.14 : Panneau balcon

$G = 4.93 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 14 \text{ cm}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.283 < 0.4 \Rightarrow$ donc la dalle travail selon un seul sens

• **Calcul du chargement :**

$\begin{cases} qu = 1.35 \times 4.93 + 1.5 \times 3.5 = 11.90 \text{ KN/ml.} \\ qs = 4.93 + 3.5 = 8.43 \text{ KN/ml} \end{cases}$

• **Calcul de Mx_0 et My_0 :**

$\begin{cases} M_{0u}^x = \frac{qu \times lx^2 \times ly}{2} - \frac{2 \times qu \times lx^3}{3} = 44.19 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y = \frac{q \times lx^3}{6} = 6.69 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{0ser}^x = \frac{qs \times lx^2 \times ly}{2} - \frac{2 \times qs \times lx^3}{3} = 31.29 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = \frac{qs \times lx^3}{6} = 4.74 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

En travée : $\begin{cases} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 37.15 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 5.69 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 26.60 \text{ KN} \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 4.03 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $\begin{cases} M_u^x = -0.3M_{0u}^x = -13.25 \text{ KN.m} \\ M_u^y = -0.3M_{0u}^y = -2.009 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ser}^x = -0.3M_{0u}^x = -9.388 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^y = -1.42 \text{ KN.m} \end{cases}$

Ferrailage : Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

Tab.III.13 : Calcul du ferrailage de la dalle (balcon)

	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Travée	//lx	37.15	0.184	0.256	0.107	10.03	1.12	10.18 \Rightarrow 9HA12	12
	//ly	5.69	0.027	0.035	0.118	1.38	1.12	3.14 \Rightarrow 4HA10	25
Appui	//lx	13.26	0.064	0.084	0.115	3.28	1.12	3.93 \Rightarrow 5HA10	20
	//ly	2.009	0.009	0.0123	0.119	0.48	1.12	2.01 \Rightarrow 4HA8	25

a. **Vérification des espacements :**

En travée : // lx : $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = St \leq 25 \text{ cm}$ $St = 11 \text{ cm}$ vérifiée

// ly: $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = St \leq 25 \text{ cm}$ $St = 25 \text{ cm}$ vérifiée

En Appui : // lx : $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = St \leq 25 \text{ cm}$ $St = 20 \text{ cm}$ vérifiée

// ly : $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = St \leq 25 \text{ cm}$ $St = 25 \text{ cm}$ vérifiée

b. **Vérification de l'effort tranchant :**

$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{11.90 \times 1.5}{2} = 8.92 \text{ KN} \Rightarrow V_u^x = q \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.36 \text{ KN}$

c. Vérification des armatures transversale :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = 0.074 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pas besoin d'armatures transversale}$$

Et on a : $A_t = 5.65 \text{cm}^2$ et $V_{\max} = 6.77 \text{KN}$. $\Rightarrow 2.01 \geq 0.2 \text{cm}^2$

A'ELS : -vérification des contraintes

On vérifie les contraintes de béton et les contraintes d'aciers.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right)$$

Tous les résultats seront calculés dans le tableau suivant :

Tab.III.14 : Vérification des contraintes d'aciers et de béton

	Sens	Mser (KN.m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	Y(m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	// lx	26.60	9.69	0.042	11.75	15	317.69	201.6	Pas vérifie
	// ly	4.03	4.71	0.029	2.5		116.42		Vérifie
Appui	// lx	9.38	4.71	0.029	5.82	15	271.2	201.6	Pas vérifie
	// ly	1.42	3.23	0.024	1.05		63.20		Vérifie

Remarque : Vu la contrainte d'aciers selon le sens x-x n'est pas vérifier soit en travée ou en appui : donc la solution c'est de refaire les calculs a l'ELS pour augmenter la section du ferrailage.

En travée : $A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \bar{\sigma}_{st}}$; $\alpha = \sqrt{90 - \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$; $\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \bar{\sigma}_{st}} = 12.39 \text{ cm}^2$$

En Appui : $A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \bar{\sigma}_{st}}$; $\alpha = \sqrt{90 - \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$; $\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$;

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \bar{\sigma}_{st}} = 4.22 \text{ cm}^2$$

On opte alors :

En travée : $A_{opté} = 12.44 \text{cm}^2 = 11\text{HA}12$

En appui : $A_{opté} = 4.22 \text{cm}^2 = 6\text{HA}10$

Tab III.15verification des contraintes d'aciers a l'ELS

	Sens	Mser (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St(cm)
Travée	// lx	26.60	12.4	11HA12=12.44	10
Appui	// lx	9.38	4.22	6HA10=4.71	15

d. Vérification de la flèche :

$$1) \Rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \cdot l_x \right] \rightarrow e = 14 \text{ cm} \geq \max \left[\left(0.0375; \frac{37.15}{20 \times 44.19} \right) * 1.5 \right]$$

$$\Rightarrow e = 14 \text{ cm} \geq [0.0637] \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \Rightarrow A_{tx} \leq \frac{2 \times b \times dx}{f_e} \Rightarrow A_{tx} = 12.44 \text{ cm}^2 \geq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

→ Donc on doit vérifier la flèche

• **Selon X :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{150}{500} = 0.3 \text{ Cm} \quad \text{(CBA93.art (B.6.5.3))}$$

De la même méthode que celle utilisée précédemment on trouve :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.1981 \text{ cm} ; 0.198 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

• **Selon Y :**

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{530}{1000} + 0.5 = 1.03 \text{ cm.}$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.231 \text{ cm} ; 0.231 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.03 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm. (CBA93.art (B.6.5.3))}$

De la même méthode que celle utilisée précédemment on trouve :

Tab.III.16 : vérification de la flèche

Plancher	Sens X-X	Sens Y-Y		Sens X-X	Sens Y-Y
L(m)	3.7	4.7		$\sigma_{stg}(\text{MPa})$	91.35 / 88.63
A(cm ²)	4.52	3.14		$\sigma_{stp}(\text{MPa})$	168.37 / 163.36
$M_g(\text{kn.m})$	0.448	0.306		$I_{fji}(\text{m}^4)$	$2.7 \cdot 10^{-4}$ / $2.6 \cdot 10^{-4}$
$M_j(\text{kn.m})$	0.264	0.181		$I_{fgv}(\text{m}^4)$	$2.68 \cdot 10^{-4}$ / $2.6 \cdot 10^{-4}$
$M_p(\text{kn.m})$	0.826	0.565		$I_{fgi}(\text{m}^4)$	$2.71 \cdot 10^{-4}$ / $2.6 \cdot 10^{-4}$
$Y_G(\text{m})$	0.0341	0.0292		$I_{fjv}(\text{m}^4)$	$2.7 \cdot 10^{-4}$ / $2.6 \cdot 10^{-4}$
$I_0(\text{m}^4)$	0.00024	0.002		$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	$1.2 \cdot 10^{-4}$ / $2.64 \cdot 10^{-4}$
$I(\text{m}^4)$	$6.32 \cdot 10^{-5}$	$4.71 \cdot 10^{-5}$		$I_{fpv}(\text{cm}^4)$	$1.8 \cdot 10^{-4}$ / $2.05 \cdot 10^{-4}$
ρ	0.0037	0.0026		$E_v(\text{MPa})$	1081.86 / 23723.01
λ_i	5.575	8.025		$E_i(\text{MPa})$	3246.59 / 10818.86
λ_v	2.230	3.210		$f_{gv}(\text{m})$	2.1006 / 3.2452
μ_j	0.0004	0		$f_{ji}(\text{mm})$	0.4132 / 2.36
μ_g	0.00031	0		$f_{pi}(\text{mm})$	2.7833 / 0.466
μ_p	0.207	0.0352		$f_{gi}(\text{mm})$	7.0023 / 1.868
$\sigma_{stj}(\text{MPa})$	53.918	52.31		$f(\text{mm})$	3.77 / 2.98
				$f^-(\text{mm})$	7.4 / 9.4
				Observation	Vérifiée / Vérifiée

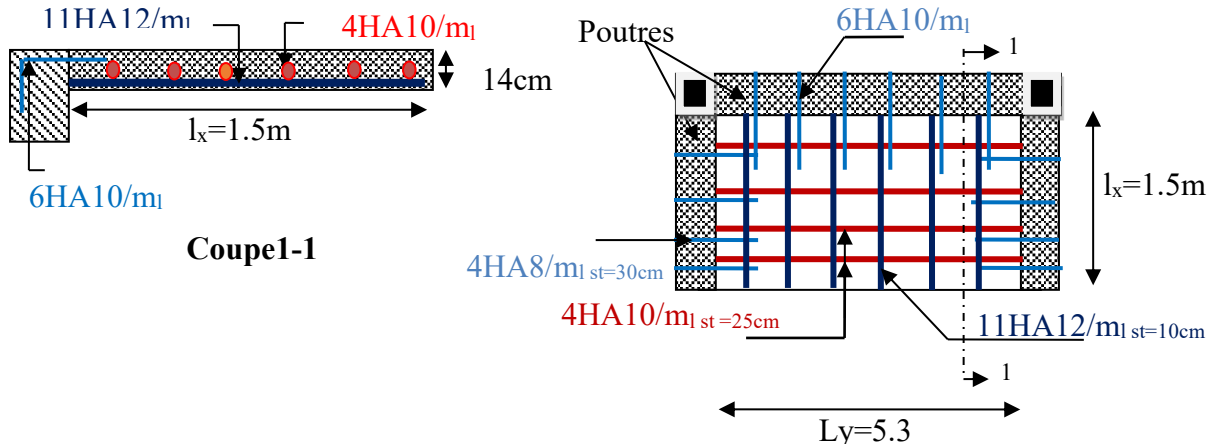


Fig.III.15 : Schéma de ferrailage de dalle balcon

III.2.3. Panneau de dalle (DP6) sur (3 appuis) : dalle intérieure

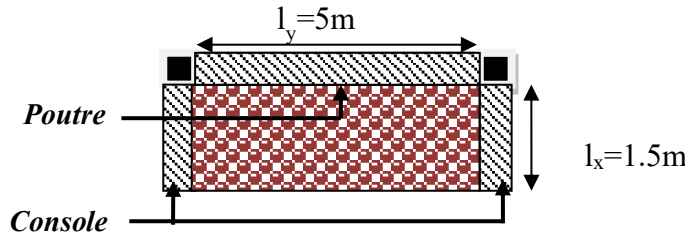


Fig.III.16 : Panneau de dalle sur 3 appuis

$G = 4.43 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 14\text{cm}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.3 < 0.4 \Rightarrow$ donc la dalle travail selon un seul sens

- **Calcul du chargement :** $\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.43 + 1.5 \times 1.5 = 8.23 \text{KN/ml} \\ q_s = 4.43 + 1.5 = 5.93 \text{KN/ml} \end{cases}$

- **Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 27.77 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^x = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_s \times l_x^3}{3} = 20.01 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{0u}^y = \frac{q \times l_x^3}{6} = 4.62 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 3.33 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée :

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 23.61 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 5.69 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 26.60 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 4.03 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} M_u^x = -0.3 M_{0u}^x = -8.33 \text{KN.m} \\ M_u^y = -0.3 M_{0u}^y = -1.38 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ser}^x = -0.3 M_{0u}^x = -6.004 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = -0.3 M_{0ser}^y = -1.0006 \text{KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage : Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

Tab.III.17 : Calcul du ferraillage de la dalle sur trois appuis

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Travée	//lx	23.61	0.166	0.229	0.090	7.47	0.96	7.92 ⇒ 7HA12	15
	//ly	3.93	0.027	0.035	0.098	1.14		3.14 ⇒ 4HA10	25
Appui	//lx	8.33	0.058	0.075	0.096	3.28	0.96	3.14 ⇒ 4HA10	25
	//ly	1.38	0.009	0.0123	0.099	0.40		2.01 ⇒ 4HA8	25

a. Vérification des espacements :

En travée : // lx : $St \leq \min(3e, 33cm) = St \leq 33cm$ $St=12cm$ vérifiée ;

// ly : $St \leq \min(3e, 33cm) = St \leq 33cm$ $St=25cm$ vérifiée;

En Appui : // lx : $St \leq \min(3e, 33cm) = St \leq 33cm$ $St=20cm$ vérifiée ;

// ly : $St \leq \min(3e, 33cm) = St \leq 33cm$ $St=25cm$ vérifiée;

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = 6.17 KN$$

$$V_u^y = q \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{e}{2}} = 5.36 KN$$

- Vérification des armatures transversale :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = 0.061 MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa \Rightarrow \text{Pas besoin d'armatures transversale}$$

A l'ELS :

-vérification des contraintes :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Contrainte béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa.$

Contrainte d'acier : $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$ $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right)$

Tous les résultats seront calculés dans le tableau suivant :

Tab.III.18: Vérification des contraintes d'aciers et de béton :

	Sens	Mser (KN.m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	Y(m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	17.016	6.39	0.038	10.18	15	246.22	201.6	Pas vérifie
	//ly	2.83	6.16	0.026	2.35		98.98		Vérifie
Appui	//lx	6.004	4.71	0.029	5.82	15	209.6	201.6	Pas vérifie
	//ly	1.0008	2.18	0.0217	0.993		53.67		Vérifie

Remarque : Vu la contrainte d'aciers selon le sens x-x n'est pas vérifier soit en travée ou en appui : donc la solution c'est refaire les calculs à l'ELS EST d'augmenter la section du ferraillage en recalculant à l'EIS.

En travée :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{b \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90 - \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d \times \sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{17.016 \times 10^{-3}}{\times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} = \mathbf{9.67 \text{ cm}^2}$$

En Appui :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90 - \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d \times \sigma_{st}} ; \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{M_{ser}}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} = \mathbf{3.26 \text{ cm}^2}$$

On opte alors : **En travée :** $A_{opté} = 10.18 \text{ cm}^2 = 9\text{HA}12 \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$

En appui : $A_{opté} = 3.93 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

TabIII.19 : Recalcul de la section de ferrillage a l'ELS

	Sens	Mser (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	St (cm)
Travée	// lx	17.016	9.671	9HA12=10.18	12
Appui	// lx	6.004	3.264	5HA10=3.93	20

Vérification de la flèche :

$$1) \Rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t x}{20 \times M_{0x}} \right) \cdot l_x \right] \rightarrow e = 14 \text{ cm} \geq \max \left[\left(0.0375 ; \frac{23.61}{20 \times 27.77} \right) * 1.5 \right]$$

$\Rightarrow e = 14 \text{ cm} \geq [0.063] \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$$2) \Rightarrow A_t x \leq \frac{2 \times b \times d x}{f_e} \Rightarrow A_t x = 10.18 \text{ cm}^2 \geq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

→ Donc on doit vérifier la flèche

Tab.III.20 : Vérification de la flèche dalle DP6

Plancher	Sens X-X	Sens Y-Y		Sens X-X	Sens Y-Y
L(m)	1.5	5	$I_{fgv}(\text{m}^4)$	1.94×10^{-4}	2.63×10^{-4}
A(cm ²)	10.18	3.14	$I_{fji}(\text{m}^4)$	1.23×10^{-4}	0.82×10^{-4}
$M_g(\text{kn.m})$	17.011	2.83	$I_{fjv}(\text{m}^4)$	0.41×10^{-4}	2.64×10^{-4}
$M_j(\text{kn.m})$	10.04	1.67	$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	1.19×10^{-4}	2.64×10^{-4}
$M_p(\text{kn.m})$	21.31	3.55	$I_{fpv}(\text{cm}^4)$	0.31×10^{-4}	0.82×10^{-4}
$Y_G(\text{m})$	0.0471	0.029	$f_{gv}(\text{m})$	1.8	2.47
$I_0(\text{m}^4)$	0.000268	0.00024	$f_{ji}(\text{mm})$	0.41	0.48
$I(\text{m}^4)$	0.000159	0.000471	$f_{pi}(\text{mm})$	1.23	1.03
$\sigma_{stj}(\text{MPa})$	160.25	48.33	$f_{gi}(\text{mm})$	0.31	0.82
$\sigma_{stg}(\text{MPa})$	94.58	81.89	$f(\text{mm})$	1.723	2.198
$\sigma_{stp}(\text{MPa})$	200.788	103.61	$f^-(\text{mm})$	3	10
$I_{fji}(\text{m}^4)$	1.66×10^{-4}	2.64×10^{-4}	Observation	Vérifiée	Vérifiée

• **Selon X :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{150}{500} = 0.3 \text{ cm}$

(CBA93.art(B.6.5.3))

De la même méthode que celle utilisée précédemment on trouve :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.172 \text{ cm}$$

$$0.172\text{cm} \leq f_{adm} = 0.3\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

- Selon Y:

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{500}{1000} + 0.5 = 1.01\text{ cm}$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.219\text{ cm}$$

$$0.219\text{cm} \leq f_{adm} = 1.01\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage :**

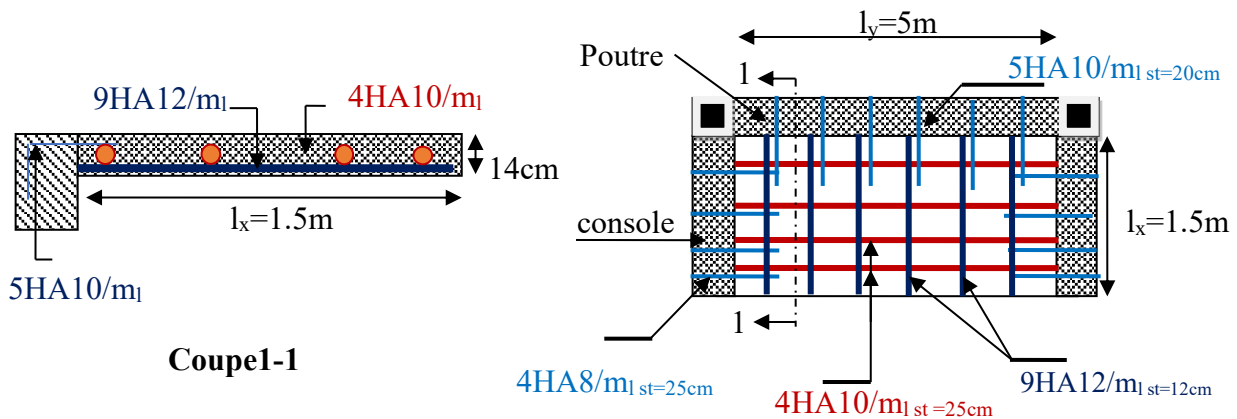


Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de dalle sur trois appuis

Remarque : on opte un même ferrailage pour les dalles (DP7 ;DP8 ;DP9 ;DP10 et DP11) .

III.2.3.2 Panneau de dalle sur 4(appuis):

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.69 > 0.4 \text{ donc la dalle travail selon les deux sens } e = 14\text{cm}$$

- Calcule de chargement :

$$G = 5.93\text{KN/m}^2, \quad Q = 1.5\text{ KN/m}^2.$$

- Charges sur la dalle :

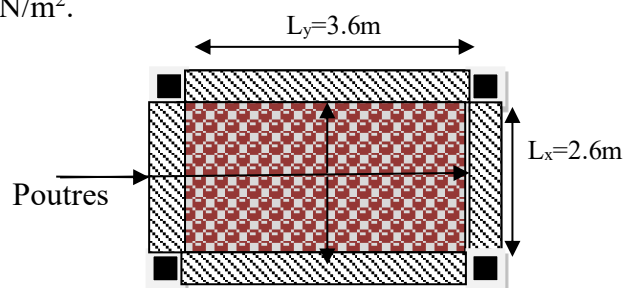


Fig.III.18 : panneau de dalle (étage courant)

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

↳ **Calcul du chargement est les moments :**

Tab.III.21 : le chargement est les différents moments dans la dalle D₃

	G (kn/ml)	Q (kn/ml)	e(m)	M ₀ ^x (kn.m)	M ₀ ^y (kn.m)	M _t ^x (kn.m)	M _t ^y (kn.m)	M _t ^x (kn.m)	M _t ^y (kn.m)
Travée	5.93	1.5	0.14	8.26	3.45	7.023	2.93	2.47	1.03
Appuis				6.48	3.69	5.51	3.14	1.94	1.109

↪ **Calcul du ferrailage :**

Tab.III.22 : ferrailage de la dalle (étage courant)

	Sens	Mt(kn.m)	μ_{bu}	α	z	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	St(cm)
Travée	// (lx)	7.23	0.034	0.043	0.117	1.71	1.29	3.14=4HA10	25
	// (ly)	2.93	0.014	0.018	0.119	0.708	1.12	2.52=5HA8	20
Appuis	//(lx)	5.51	0.012	0.15	0.119	0.597	1.29	2.51=5HA8	20
	//(ly)	3.14	0.005	0.006	0.119	0.248	1.12	2.01=4HA8	25

↪ **Les vérifications :**

Tab.III.23 : Vérification des contraintes

	Sens	Mser (KN.m)	$I \times 10^{-5} (m^4)$	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	5.51	4.7	0.029	3.41	15	159.21	201.6	Vérifie
	//ly	3.14	3.91	0.026	2.13		112.68		Vérifie
Appui	//lx	1.94	3.91	0.026	1.31	15	69.72	201.6	Vérifie
	//ly	1.109	3.23	0.024	0.82		49.30		Vérifie

↪ **Vérification de la flèche :**

$$1) \Rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \cdot l_x \right] \rightarrow e = 14cm \geq \max \left[\left(0.0375; \frac{7.023}{20 \times 8.26} \right) * 1.5 \right]$$

⇒ e= **14cm** ≥ [0.042]condition vérifiée

$$2) \Rightarrow A_{tx} \leq \frac{2 \times b \times dx}{f_e} \Rightarrow A_{tx} = 3.14cm^2 < \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ **Donc la vérification de la flèche n'est pas obligatoire.**

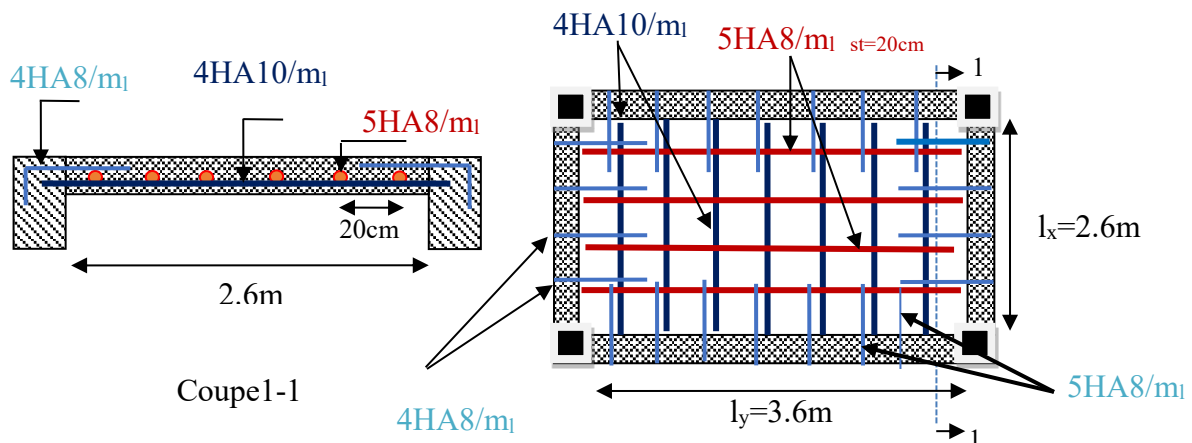


Fig.III.19 : Schéma de ferrailage de dalle sur quatre appuis

Remarque : on opte un même ferrailage pour la dalle (DP4) une dalle dans laquelle repose l'ascenseur puisque cette dernière ne démarre pas du s-sol.

III.3 Les Escaliers :

✍ Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons deux types d'escaliers, le premier est à trois volées, donc nous avons opté au ferrailage du plus défavorable parmi les niveaux de différentes d'hauteur.

III.3.1. 1^{er} Escalier à (3 volées) :

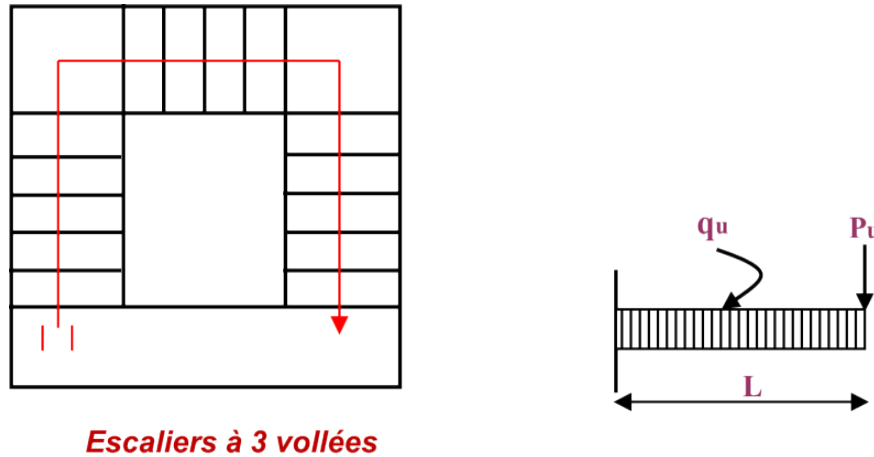


Fig.III.20 : schéma d'escalier

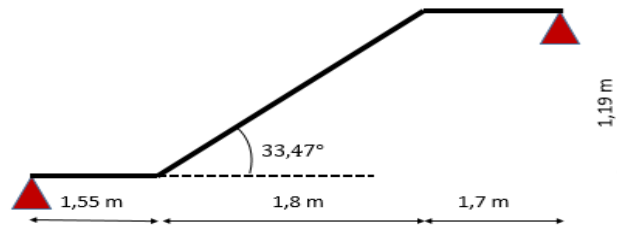


Fig.III.21 : Schéma statique de l'escalier

a. Étude de la partie (1) :

✚ Escalier : étage courant, RDC et Sous-sol :

Dans ces étages nous avons trois types d'escalier, dans les deux types identiques on calcule le plus défavorable.

$$\begin{array}{l}
 \text{Volée} \begin{cases} G = 9.15 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \qquad \text{palier} \begin{cases} G = 5.64 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \\
 \text{Volée} \begin{cases} \text{ELU: } q_v^u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.103 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_v^s = G_v + Q_v = 11.65 \text{ KN} \end{cases} \\
 \text{Palier} \begin{cases} \text{ELU: } q_p^u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 11.364 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_v^s = G_v + Q_v = 8.141 \text{ KN} \end{cases}
 \end{array}$$

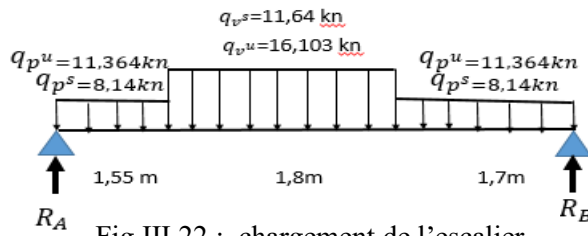


Fig.III.22 : chargement de l'escalier

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 65.918 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = \frac{11.364 \times \frac{1.55^2}{2} + 16.103 \times 1.8 \left(\frac{1.8}{2} + 1.55 \right) + 11.364 \times \frac{1.77^2}{2}}{5.05}$$

$$R_B = \frac{13.65 + 71.014 + 81.139}{5.05} \Rightarrow \begin{cases} ELU \left\{ \begin{array}{l} R_B = 32.83 \text{ KN} \\ R_A = 33.08 \text{ KN} \end{array} \right. & ELS \left\{ \begin{array}{l} R_A = 23.80 \text{ KN} \\ R_B = 23.61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ Effort tranchant et les moments fléchissant :

ELU : tronçons $0 \leq x \leq 1.55$:

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 33.088 \text{ KN.m} \\ T(1.55) = 15.47 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M(0) = 37.63 \text{ KN.m} \\ M(1.55) = 37.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

tronçons $1.55 \leq x \leq 3.35$:

$$\Rightarrow \begin{cases} T(1.55) = 15.47 \text{ KN.m} \\ T(3.55) = 16.73 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M(1.55) = 37.64 \text{ KN.m} \\ M(3.55) = 39.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de M^{max} : $M(x) \Rightarrow \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.525 \text{ m} \Rightarrow \text{donc : } M^{max} = 45.078 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \cdot M^{max} = 38.31 \text{ KN} \\ M_a = 0.5 \cdot M^{max} = 22.53 \text{ KN} \end{cases} \quad V_{max} = 33.088 \text{ Kn}$$

III.3.1.2 Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M^{max} pour une console de section $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$, la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M^{max}

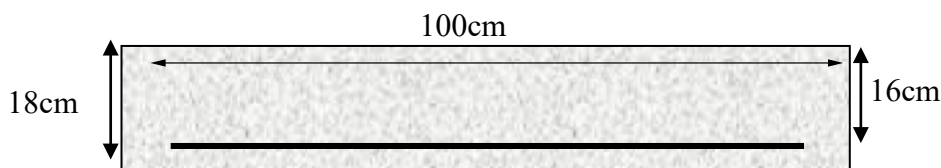


Fig.III.23 : section d'escalier à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans ce tableau

Tab.III.24 : Ferrailage de l'escalier Volée 1

Position	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St(cm)
Travée	38.304	0,105	0,139	0,151	7.29	1,93	7HA12 = 7.92	15
Appui	22.530	0,062	0,080	0,154	4.18	1,93	4HA12 = 4.52	25

a) Vérification à l'ELU :

- Effort tranchant : $T=33.088$ KN/m

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} = 0.207 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{adm}} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_0}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Les armatures de répartitions :

En travée : $A_{rep} \geq \frac{At}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2/ml$ Soit : 4HA8 = 2,01 cm²/ml ; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} \geq \frac{Aa}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,177 \text{ cm}^2/ml$ Soit : 4HA8=2,01 cm²/ml ; St =25 cm

- Vérification des espacements :

-armatures principales : $St \leq \min(3e, 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow St = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots$ vérifiée

-armatures secondaires : $St \leq \min(3e, 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow St = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots$ vérifiée

b) Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} q_{vs} = 11.65 \text{ kn/m} \\ q_{ps} = 8.14 \text{ kn/m} \end{cases} \quad M_{0max} = 32.495 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \quad \rightarrow \begin{cases} M_t = 27.62 \text{ kn.m} \\ M_a = 16.24 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peut nuisible on vérifie uniquement la contrainte du béton, les résultats après le calcul sont présente dans ce tableau.

Tab.III.25 : Vérification des contraintes à l'ELS

	$R_A(\text{kn})$	$R_B(\text{kn})$	X(m)	$M_0(\text{KN})$	$M_{ser}(\text{KN})$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{mpa})$	obs
Travée	23.80	23.61	2.52	32.49	27.62	5.091	18536	7.586	15	Vérifiée
Appui	23.80	23.61	2.52	32.49	16.24	4.029	11896	5.503	15	Vérifiée

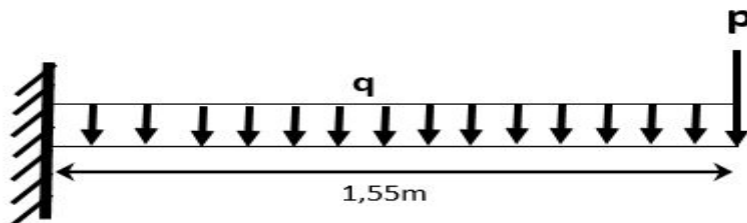


Fig.III.24 schéma statique de la deuxième partie de l'escalier(console)

a. Étude de la partie 2 : (type 2)

Le calcul de la volée 2 se fait comme une console soumise à la flexion simple

$$G=9.15 \text{ kn/m}^2, \quad Q=2.5 \text{ kn/m}^2; \quad e=12 \text{ cm}; \quad d=12-2=10 \text{ cm}$$

ELU : $q^u = 1.35G + 1.5Q = 16.103 \text{ kn/ml};$

ELS: $q^s = G + Q = 11.65 \text{ kn/ml}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tab III.26 : ferrailage de la partie 2 de l'escalier

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	A_{rep} (cm ² /ml)
19.343	0,13	0,18	0,092	6.004	1,69	6HA12 = 6.79	4HA8 = 2.01

B-1) Vérification à l'ELU

- Effort tranchant : $V=24.959 \text{ KN/m}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} = 0.249 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{adm}} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 4.34 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification des espacements

-Armatures principales : $S_t = 16.5 \text{ cm} \leq \min(2.5h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ vérifiée

-Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2.5h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ vérifiée

B-2) Vérification à l'ELS :

$$q_{us} = 11.65 \text{ kn/m} \quad M_{ser} = 13.995 \text{ kn.m} \quad R_b = 24.959 \text{ kn}$$

La vérification des contraintes sera présentée dans le tableau suivant :

Tab.III.27 : vérification des contraintes

	R_B^2	$M_{ser}(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	Observation
Travée	24.95	13.995	3.608	5726.9	8.817	15	Vérifiée

III.3.1.3 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 1) $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.55} = 0.0774 < \max(\frac{1}{20}; \frac{3}{80}) = 0.5$ condition vérifiée
- 2) $\frac{A_t}{b.d} = \frac{6.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0679 > \frac{2}{f_e} = 0.005$ condition non vérifiée
- 3) $l = 1.55 < 8 \text{ cm}$ condition vérifiée

Tant que la deuxième condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire.

Tab.III.28 : vérification de la flèche

L=(m)	b=(m)	h=(m)	$A_t(cm^2/ml)$	$M_{j,ser}(MPa)$	$M_{g,ser}(MPa)$	$M_{p,ser}(MPa)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	obs
1.55	1	0,12	6.79	6.56	10.99	13.995	5.41	6.2	verifiée

Donc le ferrailage totale est : $A_{trans} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2/ml$:

$$A_{rép} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$$

❖ Schéma de ferrailage :

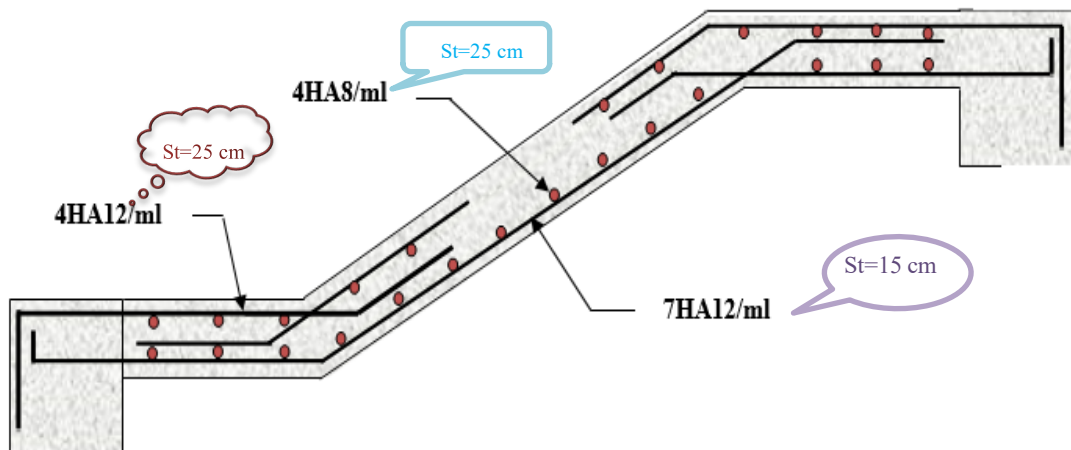


Fig.III.25 : Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier

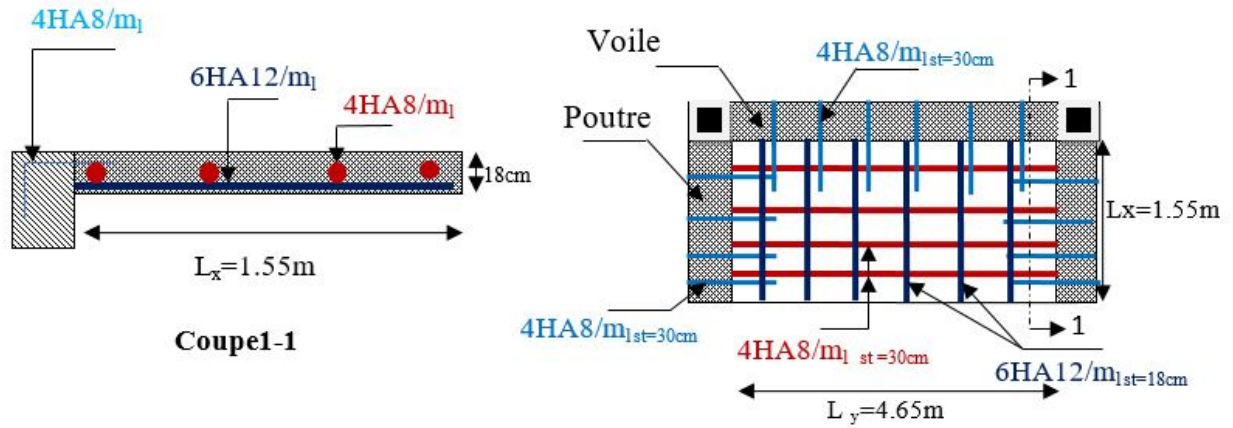


Fig.III.26 : Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier

III.3.1.4 Étude de la poutre brisée

✓ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow L=1.25+1.5/\cos\alpha+1.35=441.5\text{cm}$$

$$\frac{441.5}{15} \leq h \leq \frac{441.5}{10} \quad \rightarrow 29.43 \leq h \leq 44.14.$$

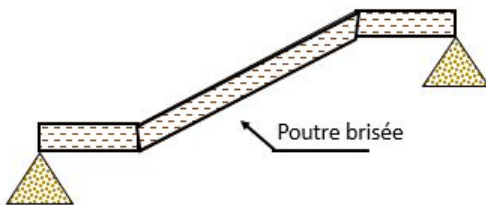


Fig.III.28 : vue en élévation de la poutre brisée

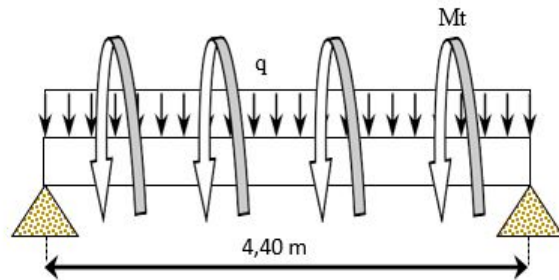


Fig.III.28 : Schéma statique de la poutre brisée

• Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } \begin{cases} b = 30\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \end{cases}$$

La poutre brisée et soumise à la flexion simple en outre est soumise à la torsion :

-son poids propre : $g_0=25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625\text{kn/ml}$

-poids du mur : $g_m : 25 \times 0.3 \times \frac{0.35}{\cos\alpha} = 3.175\text{ kn/ml}$

$$\begin{cases} R_{bu} = 32.832\text{ KN/ml} \\ R_{pu} = 32.832\text{ KN/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} R_{bs} = 23.618\text{ KN/ml} \\ R_{ps} = 18.058\text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_{u1} = 1.35G_0 + R_{pu} = 36.376\text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1.35G_1 + R_{ps} = 29.245\text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_{s1} = G_0 + R_{bs} = 26.243\text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_1 + R_{ps} = 21.233\text{ KN/ml} \end{cases}$$

Les résultats par la méthode RDM :

Tab.III.29 : des sollicitations

	$R_a(\text{kn})$	$R_b(\text{kn})$	$X(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_u(\text{kn})$
ELU	74.80	74.8	2.2	82.147	69.825	41.07	74.80
ELS	54.09	54.09	2.2	59.375	50.467	29.68	74.80

Tab.III.30 : ferrailage de la poutre brisée

	$M_u(\text{kn.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{cm})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adopté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	69.825	0.151	0.205	0.303	1.2	6.62	10.68
Appui	41.074	0.088	0.116	0.314	1.2	3.75	8.42

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{74.8 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.756 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}; \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armature transversale a la flexion simple :**

Soit $st=15 \text{ cm}$; $St=15 \text{ cm} < \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

$$A_t = \frac{0.4bst}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2; \quad A_c = \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28})b.st}{f_s} = \frac{(0.45 - 0.3 \times 2.1)0.3 \times 0.15}{0.8 \times 400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

Donc $A_t = 0.45 \text{ cm}^2$

- ✓ **Calcul de la torsion :** Les moments de torsion

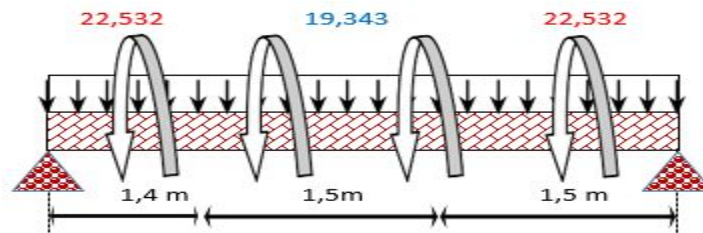


Fig.III.29 : les moments de torsion

Le moment max à l'appui

$$M_t = 22.532 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment de torsion : } M_{tor} = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{22.532 \times 4.4}{2} = 49.57 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \vartheta \times e} \rightarrow \text{avec ; } e = \frac{1}{6} \times b = 0.05 \text{ m}; \quad \Omega = (b-e)(h-e) = 0.075 \text{ m}^2$$

$$\tau_t = \frac{49.57 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 6.609 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que $\tau < \bar{\tau}$; $\tau = \sqrt{(\tau)^2 + (\tau_t)^2} = 6.65 \text{ MPa}$

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

Donc : $\tau = 6.65 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

\Rightarrow y'a risque de cisaillement, ce qui nous oblige a augmenté la section a (40 ;45)

Alors : $e=0.0666 \text{ m}$, $\Omega=0.1278 \text{ m}^2$ · $\tau_t = 2.911$

$$\tau = 3.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow pas de risque de rupture par cisaillement

✓ **Armature longitudinale en torsion :**

$$A_l = \frac{M_t \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \text{avec } u = 2((0.4 - 0.066) + (0.45 - 0.066)) = \mathbf{1.453}$$

$$A_l = \frac{49.57 \times 10^{-3} \times 1.433 \times 1.15}{2 \times 1.453 \times 400} = \mathbf{7.99 \text{ cm}^2}$$

✓ **Armature transversale en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \quad \text{si } s_t = 15 \text{ cm ; } \Rightarrow A_t = \frac{M_t \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \mathbf{0.48 \text{ cm}^2}$$

III.3.2. Ferrailage de la poutre brisée :• **Armature transversale :**

$$A_t = A_{tfs} + A_{tor} \quad , \quad A_{tfs} = 0.45 \text{ pour } (b.h) = (30 * 35)$$

$$\text{On prend : } A_{tfs} = 0.6 \text{ pour } (b.h) = (40 * 45)$$

$$A_t = 0.6 + 0.84 = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2} \quad \text{St}=15 \text{ cm}$$

• **Armature longitudinale :**

$$A_{la} = A_{capfs} + \frac{1}{2} \times A_{ltor} = 3.75 + 0.5 \times 7.99 = \mathbf{7.75 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En travée : } A_{lt} = A_{tfs} + A_{tor} = 6.62 + \frac{7.99}{2} = \mathbf{10.62 \text{ cm}^2}$$

a. Choix de ferrailage :

$$\text{En travée : } A_{lt} = 10.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}12 + 4\text{HA}14 = \mathbf{10.68 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En appui : } A_{la} = 7.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}12 + 4\text{HA}14 = \mathbf{8.42 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Pour } A_t = 1.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ cadres de } \varnothing 8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

✓ **Calcule a l'ELS :**

Tab.III.31 : les réactions

	R_A	R_B	X	M₀	M_T	M_A
ELS	54.09	54.09	2.2	59.375	50.469	29.688

b. Vérification des contraintes :

$$\text{En travée : } M_{ser} = \mathbf{50.469 \text{ kn.m}}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s(y - d') - 15 \times A_s(d - y) = 0 ; \quad \frac{40}{2}y^2 + 150(y - 0) - 15 \times 10.68(43 - y) = \mathbf{0} ;$$

$$\rightarrow y = \mathbf{14.95 \text{ m}} ; \quad I = \frac{b}{2}y^3 + 15 \times A_s(d - y) \cdot 2 = 0 ; \quad \rightarrow I = \mathbf{170605.24 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} y = \mathbf{4.43 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}} \quad \text{..... Condition vérifiée}$$

$$\text{En Appui : } M_{ser} = \mathbf{29.688 \text{ kn.m}} ;$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s(y - d') - 15 \times A_s(d - y) = 0 ; \quad \rightarrow y = \mathbf{13.61 \text{ m}}$$

$$I = \frac{b}{2}y^3 + 15 \times A_s(d - y) \cdot 2 \quad \rightarrow I = \mathbf{142707.07 \text{ cm}^2}$$

✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.45}{4.4} = \mathbf{0.102} > \max\left(\frac{M_t}{M_{0.10}} ; \frac{1}{16}\right) = \mathbf{0.085} \quad \dots \quad \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{10.68}{40.43} = \mathbf{0.0062} < \frac{4.2}{f_e} = \mathbf{0.0105} \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$3 = l = 4.4 < 8\text{cm} \dots \dots \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

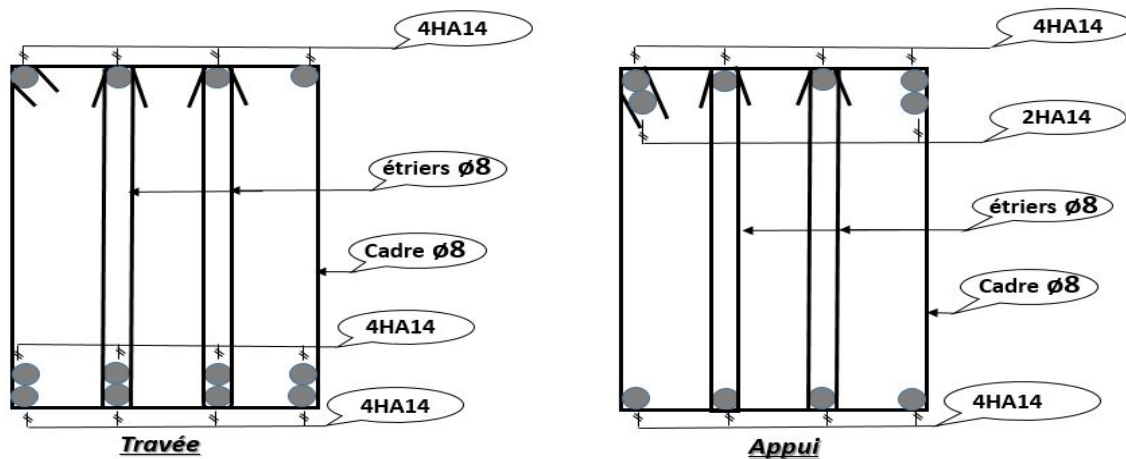


Fig.III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.3.3. Escalier (2) : escalier droit a deux volées

- **Évaluation des charges et surcharges**

$$\text{Sur la volée} \Rightarrow \begin{cases} G_v = 8.5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{sur le palier} \Rightarrow \begin{cases} G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{Volée : } \begin{cases} \text{ELU: } q_v^u = 1.35G + 1.5Q = 15.23 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_v^s = G + Q = 11 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} \text{ELU: } q_p^u = 1.35G + 1.5Q = 10.81 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_p^s = G + Q = 7.73 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM

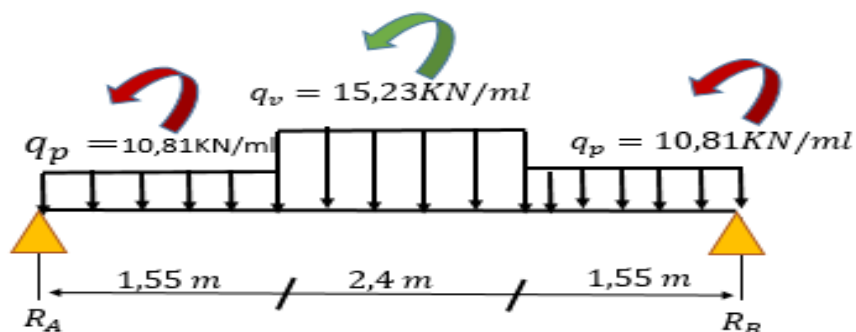


Fig.III.31 : Chargement sur l'escalier à l'ELU

Le résultat des réactions d'appui et de l'effort tranchant ainsi les moments fléchissant seront tous récapitulé dans ce tableau

Tab.III.32 : les différentes réactions d'appuis et les moments fléchissant dans l'escalier

	Réactions		M ₀ (KN/m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _A =M ^{Max} (KN/m)	V _U (KN)
	R _A (kn)	R _B (kn)				
ELU	45.71	21.09	24.67	20.11	10.59	27.28
ELS	32.87	15.17	18.28	14.52	7.57	19.75

• **Ferraillage de l'escalier à l'ELU**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section (b*h) = (100*15) cm².

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN ; e=15cm ; c=2cm ; d=13cm.

Tab.III.33 : le résultat du ferraillage

Zone	M _u (kn.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	20.6	0.09	0.129	0.113	1.45	5.08	5HA12=5.65	25
En appui	13.74	0.05	0.066	0.116	1.45	2.6	4HA10=3.14	30

a. Vérifications a l'ELU :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{27.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

→pas de risque au cisaillement

-calcul des armatures de répartition :

En travée : A_{rt} ≥ $\frac{At}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$. on choisit : 2.01 cm²/ml=4HA8

En Appui : A_{ra} ≥ $\frac{Aa}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$. on choisit : 2.01 cm²/ml=4HA8

b. Espacement des barres : Sens principale

En travée : St=25cm ≤ min(3 e, 33cm) = 33 cm vérifiée

En appui : St=25cm ≤ min(3 e, 33cm) = 33 cm vérifiée

Sens secondaire :

⇒ St=25cm ≤ min(4e, 45cm) = 45cm Vérifiée

• **Vérifications a l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.34 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travées	14.52	3.7	7526	7.22	15	vérifiée
Appuis	7.57	3.4	6324.56	4.08	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

1) $3.8 < l = 4.4 < 8m \dots$

condition vérifiée

2) $\max(1/16 ; M_t/10.M_0)*l \rightarrow e=15cm < 79.43 \dots$

condition non vérifiée.

3) $A \leq \frac{4.2*6*d}{f_e} = 5.65 \text{ cm}^2 < 13.65$

condition vérifiée

→ donc la vérification de la flèche est nécessaire.

c. Vérification de la flèche :

Tab.III.35 : Vérifications de la flèche.

Travée (m)	I (m ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ij} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	obser
3.9	8.99*10 ⁻⁵	1.9*10 ⁻³	2.05	3.07	4.60	5.24	4.71	10.2	Vérifiée

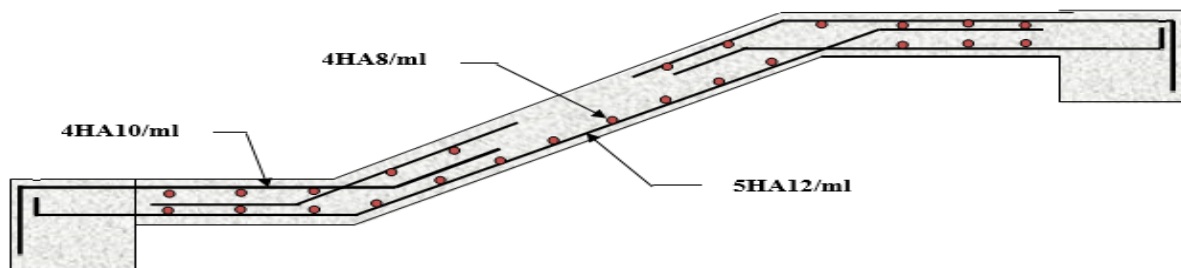
• **Schéma de ferrailage :**

Fig.III.32 : schéma de ferrailage de l'escalier

III.3.4. Poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

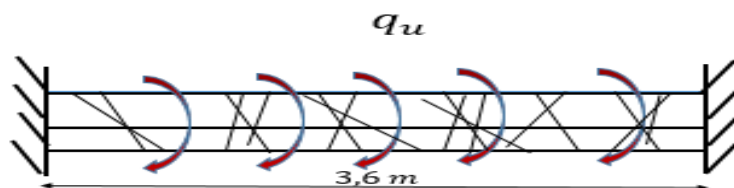


Fig.III.33 : charges transmises sur la poutre

Schéma statique de la poutre :

• **Dimensionnement :** d'après la condition de la flèche définie par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \leq \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24cm \leq h \leq 36cm$$

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm.$$

$1/4 \leq h/b \leq 4.$: D'après les exigences du **RPA99/2003** on prend (b=30cm.h=40cm)

- **Calcul a la flexion simple :**

Poids propre de la poutre : $g_0=25*0.3*0.4=3\text{KN/ml}$

Charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

ELU : $R_{bu}=21.14\text{KN/m}$;

ELS : $R_{bs}=15.17\text{KN/m}$.

Tab.III.36 : Sollicitation de la poutre palière

	q (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _u (KN)
ELU	25.14	40.72	30.54	-20.36	45.25
ELS	18.17	29.43	22.07	-14.71	32.70

Le calcul de la section d'armature est présenté dans le tableau Tab.III.37

Tab.III.37 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)
En travée	34.04	0.102	0.135	0.264	3.71
En appui	22.09	0.068	0.088	0.270	2.41
$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.5\text{cm}^2$					

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{46.32 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.55 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

→ pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures transversales :** on fixe $S_t=15\text{cm}$

$$\begin{cases} \text{a) } A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} & \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{cm}^2 \\ \text{b) } A_{trans} \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0.3 f_{c28})}{f_e} & \rightarrow A_{trans} \geq 0.078 \text{cm}^2 \end{cases} \quad A_{trans} = \max(0.45; 0.075) = 0.45 \text{cm}^2$$

- **Calcul de la section d'armature a la torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée c'est le moment d'appuis de l'escalier $M^{tor}=M_B*1/2=5.20\text{KN.m}$

-U : périmètre de la section

-Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = h/6 = 5.83 \text{cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.1064 \text{m}^2, \quad U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1.32 \text{m}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_{tor} = 2.45 \text{cm}^2$$

- **Section d'armature finale**

$$\begin{cases} \text{en travée: } A_{st} = A_{traFs} + \frac{A_{tor}}{2} = 4.94 \text{cm}^2 & \text{soit } \rightarrow 5.65 \text{cm}^2 = 5\text{HA12} \\ \text{en appui: } A_{sa} = A_{appFs} + \frac{A_{tor}}{2} = 3.64 \text{cm}^2 & \text{soit } \rightarrow 5.65 \text{cm}^2 = 5\text{HA12} \end{cases}$$

III.4 L'ascenseur

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès au différent niveau du bâtiment, comportant une cabine et une gaine.

On se propose la circulation de personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1m/s

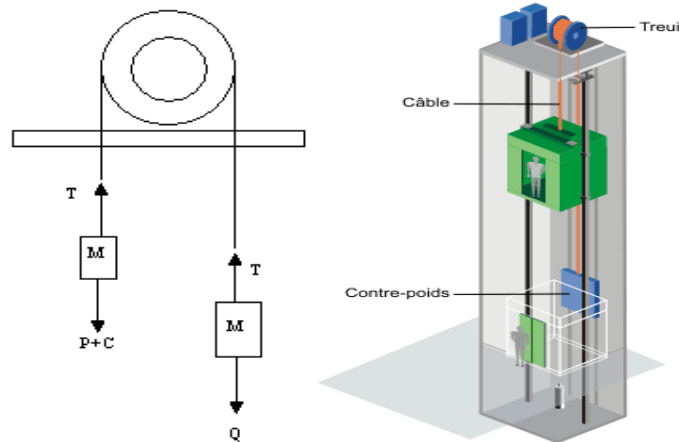


Fig.III.35 : Schéma statique et concept d'ascenseur.

Le nombre de passage et le plus petit des membres obtenus par la formule suivante :

$$n = \frac{\text{charge minimale}}{75} = \frac{630}{75} = 8.4 \quad \Leftrightarrow \text{dans notre bâtiment on adopte un ascenseur pour 8 personne ,}$$

caractéristique sont :

- * $L_x = L_y = 2.20\text{m}$; $H = 2.2\text{m}$;
- * $D_M = 82\text{ KN}$ (charge due à l'ascenseur) ;
- * $P_M = 15\text{ KN}$ (charge due à la machine) ;
- * $F_C = 145\text{ KN}$ (charge due à la rupture du câble) ;
- * $V = 1.6\text{m/s}$ (vitesse de levage) ;
- * $P_P = 6.3\text{ KN}$ (la charge normal) ;
- * $g = D_M + P_P + P_M = 103.3\text{ KN}$;

III.4.1. Étude de la dalle de la machine

La dalle de l'ascenseur est soumise à un chargement plus important que celui des planchers, elle support son poids propre, poids des machines, surcharges . . . etc.,

$$\text{On a : } L_x = L_y = 2.20\text{m}$$

$$\text{Donc la surface est égale a : } S = 2.2 * 2.2 = 4.84\text{ m}^2$$

$$\Leftrightarrow \frac{220}{45} = 4.88 \leq e \leq \frac{220}{40} = 5.5 \quad \Leftrightarrow$$

Donc on prend comme choix une épaisseur de $e = 15\text{cm}$

a) Évaluations des charges :

▪ La charge permanente :

$$G_1 = 25 * 0.15 = 3.75\text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 20 * 0.03 = 0.6\text{ KN/m}^2$$

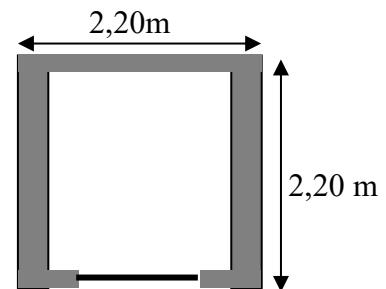


Fig.III.36 : Cage d'ascenseur.

$$G_3=0.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_4=22*0.03 =0.66 \text{ KN/m}^2$$

$$G_5=22*0.02 =0.44 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = \sum G =5.55 \text{ KN/m}^2$$

$$G'' = \frac{Fe}{s} = \frac{145}{4.84} =29.95 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids de la machine)}$$

$$G_{\text{tot}} = G' + G'' =\mathbf{35.50 \text{ KN/m}^2}$$

$$Q = \mathbf{1 \text{ KN/m}^2}$$

b) **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Elu} : 1.35 G + 1.5Q = \mathbf{49.436 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{Els} : G + Q = 35.5 + 1 = \mathbf{36.50 \text{ KN/m}^2}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon deux sens}$$

$$\rho = \text{on se réfère à l'annexe 05} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0368 * 49.43 * 2.2^2 = 8.805 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \cdot \mu_y = 8.805 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$\text{En travée} : M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \cdot M_{0x} = \mathbf{7.484 \text{ KN.m}}$$

$$\text{En appui} : M_{ax} = M_{ay} = 0.85 \cdot M_{0x} = \mathbf{2.645 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Effort tranchant} : V_{ux} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \mathbf{27.189 \text{ KN}}$$

Ferraillage :

à la flexion simple pour une bande de 1m et 15 cm d'épaisseur :

$$\text{Travée} : d_x = 13.5 \text{ cm} \quad d_y = 12.5 \text{ cm}$$

Sens xx :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \mathbf{0.0337} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0.0428} \quad Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = \mathbf{0.1228}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \mathbf{1.75 \text{ cm}^2}$$

Les calculs pour le sens yy et on appui sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.38 : Résultats de calcul du ferraillage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	//xx	7.484	0,0337	0,0428	0.123	1.75	1.2	3.14
	//yy		0.0398	0.0508	0.112	1.90		
Appui	//xx	2.641	0.0189	0.0149	0.124	0.61	1.2	3.14
	//yy		0.014	0.177	0.114	0.66		

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$; $e = 15cm$; $b = 100cm$; $\rho = 1,00$

Tab.III.39 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	St (cm)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	7.484	2.641	1.75	1.2	0.614	1.2	25	4HA10 =3,14
Sens y-y'	7.484	2,641	1.90	1.2	0.664	1.2	25	4HA10 =3,14

$$\left. \begin{array}{l} e > 12cm \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1,12cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1,12cm^2 / ml \end{cases}$$

• Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ On adopte $S_t = 25cm$;

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ On adopte $S_t = 25cm$;

a. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{tot} + Q \Rightarrow q_{ser} = 35.50 + 1 = 36.50 \text{ KN/m}^2 ; \rho = 1 \quad \{ \mu_x = 0.0441 \quad \mu_y = 1$$

$$M_{0x} = M_{0y} = U_x \times q_{ser} \times lx^2 = 0.0441 \times 36.50 \times 2.20^2 = 7.79 \text{ KN.m}$$

• Correction des moments

$$M_{serx} = M_{sery} = 0.85 \times M_{0x} = 6.62 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes

○ État limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : la même chose pour sens y-y

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \quad b = 100cm \quad d = 12.5cm \quad y = 2.992 \quad I = 5151.33$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3.845 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

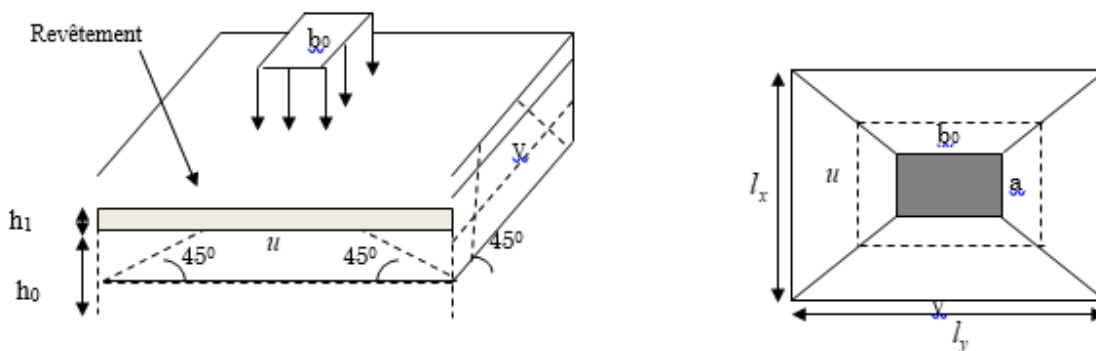


Fig.III.37 : schéma représente la surface d'impact

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surface d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur un air (U.V).

a. Calcul du rectangle d'impact (U, V)

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases} \quad \text{Avec : } a_0 \times b_0 \text{ surface de charge} = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- * 0,75 si le revêtement moins de résistance
- * Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} u = 105 \text{ cm} \\ v = 105 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} l_x = 220 \text{ cm} \\ l_y = 220 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Évaluation des moments sous charge concentrée

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : } \nu \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a : $g = D_M + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$; $P_u = 1.35 G = 139.45 \text{ KN}$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins *Annexe II*

En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 1,00$

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{220} = 0.47 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{220} = 0.47 \end{cases} \Leftrightarrow \mathbf{M1 = 0.1}$$

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{220} = 0.47 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{220} = 0.47 \end{cases} \Leftrightarrow \mathbf{M2 = 0.1}$$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$M_{x1} = M_{y1} = P_u \times M1 = 139.45 \times 0.1 = 13.945 \text{ KN.m}$$

Évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\rho = 1 \{ \mu_x = 0.036 \quad ; \quad \mu_y = 1 \}$$

$$Q_u = 1.35 \times 4.125 + 1.5 \times 1 = 7.068 \text{ KN} ; M_{x2} = M_{y2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 1.25 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.20 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.20 \text{ kn.m} \end{cases}$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée : $M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \cdot 15.20 = 12.92 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \cdot M_{0x} = 4.56 \text{ KN.m}$

d. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et avec $d_x = 12.5\text{cm}$ $d_y = 11.5\text{cm}$

Tab.III.40 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x'	12.92	4.56	3.06	1.2	1.059	1.2	4HA10 =3,14	4HA10 =3,14	25
Sens y-y'	12.92	4.56	3.34	1.2	1.15	1.2	4HA12 =4,52	4HA10 =3,14	25

Vérification à l'E.L. U

➤ **Vérification au poinçonnement :** $p_u \geq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Article III.10)

Avec : P_u est la charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (\mu + \nu) \rightarrow U = 2 \times (105 + 105) \rightarrow U_c = 420 \text{ cm} ; P_u = 139.45 \text{ KN}$$

$$P_u = 139.45 \text{ KN} < 0.48 \times 420 \times 15 \times \frac{25}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100\text{cm}$; $d_x=12,5\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.354 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

Vérification à l'E.L. S : Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_{ser}(M_1 + \nu \times M_2) = 103.3(0.1 + 0.2 \times 0.1) = 12.39 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser}(M_2 + \nu \times M_1) = 103.3(0.1 + 0.2 \times 0.1) = 12.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.55 + 1 = 6.55 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = U_x \times q_{ser} \times lx^2 = 0.988 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = U_x \times M_{x2} = 0.988 \text{ KN.m} \end{cases}$$

e. Superposition des moments :

$$M_y = M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.39 + 0.99 = 13.37 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments**

$$\text{En travée : } M_{tx} = M_{ty} = 0.85 M_{0x} = 11.37 \text{ KN.m}$$

En appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0.85M_{0x} = 4.013\text{KN.m}$

▪ **Vérification des contraintes**

- **État limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens y-y = Sens x-x :

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 12,5 \text{ cm}$; $y = 3.49\text{cm}$; $I = 5672.207\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 6.99\text{MPa} < \sigma' = 15\text{MPa}$ C'est vérifié.

- **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

▪ **Vérification de la flèche**

Il faut vérifier d'abord les conditions suivantes :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,068 > 0,0375.. \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art. IV,10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0036 < 0.005..... \text{Vérifié.}$$

Les deux conditions de la flèche sont vérifiées donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

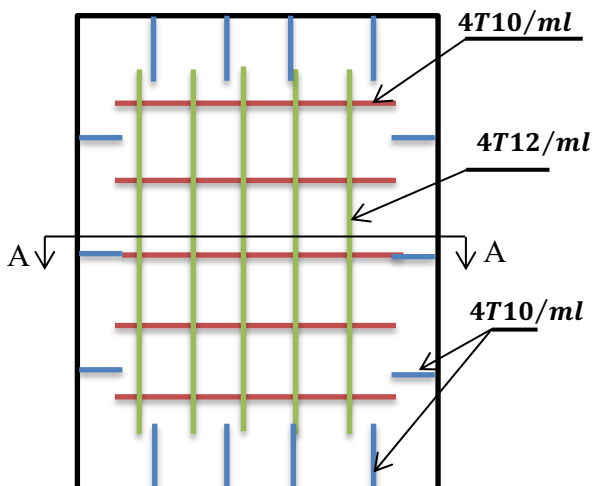


Fig.III.39 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

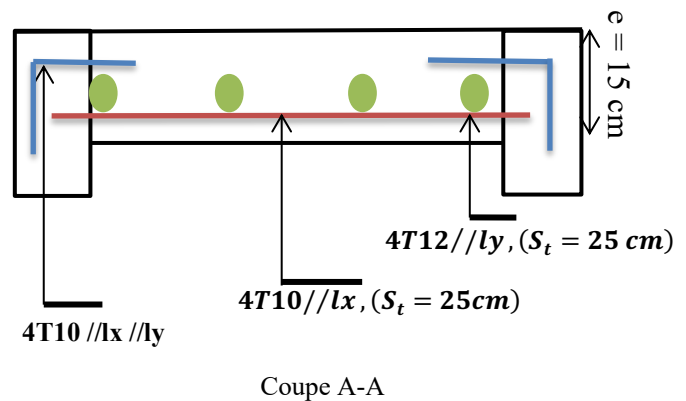


Fig.III.38 : Coupe A-A détails de ferrailage.

III.5 Étude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante

III.5.1. Hypothèses de calcul

-le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2. Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme

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

RPA99 (article 6.2.3).

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facture de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p: poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc: } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,04KN / ml. \end{cases} \quad F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,04 \Rightarrow F_p = 0,9792KN$$

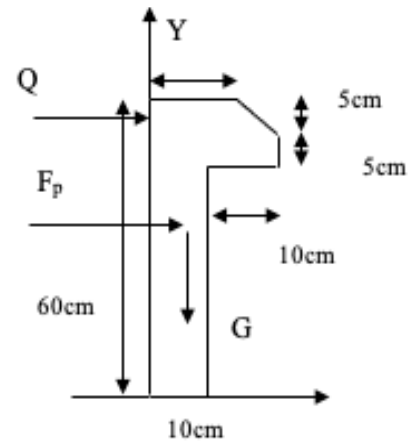


Fig.III.40 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.5.3. Calcul des sollicitations :

• **Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,20cm \\ Y_G = 33,01cm \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,04KN$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0,98 \times 0,3301 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3235KN.m$$

a. Combinaisons d'action de l'acrotère :

Tab.III.41 : les sollicitations de l'acrotère

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + Fp	1,35G + 1,5Q.	G + Q.
N (KN)	2,04	2,75	2,04
M (KN.m)	0,923	0,9	0,6

Les sollicitations max pour ferrailages sont :

$$N_{\max}=2.75\text{KN} ; \quad M_{\max}=0.9\text{KN.m} ; \quad V_{\max}=1.98\text{KN.}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,75} = 0.33\text{m} \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0.1\text{m} ; e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$$

Le Centre de pression se trouve à l'extrémité de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment : $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec : e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm} \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément = 60cm

$$e_a = \max(2\text{cm} \cdot 60/250) = 2\text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

CBA93 (Article A.4.3.5)

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} ; M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1\text{m}$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.8\text{cm} \quad \text{D'où : } e = 33 + 2 + 0.8 = 36\text{cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.75\text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.75 \times 0.36 = 0.99\text{ KN.m}$$

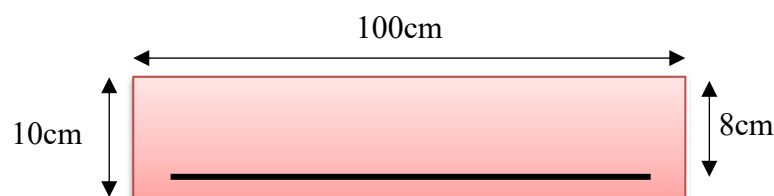


Fig.III.41 : Section à ferrailer.

III.5.4. Ferrailage de l'acrotère

• Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif MF rapporté au Centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.059 \text{ KNm}.$$

-le ferrailage de l'acrotère est résumé dans le tableau suivant :

Tab.III.42 : ferrailage de l'acrotère

Mf(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ² /ml)	A _s (cm ² / ml)
1.059	0.0132	0.0166	0.0745	0.408	0.4

III.5.5. Vérifications à l'ELU

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Vérifications au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_{ops} + Q = 0.98 + 1 = 1.98 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.026 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérifications de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots \dots \dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.224 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

(RPA Article. A.6.1, 21)

Ψ_s est le coefficient de scellement ; $\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.5.6. Vérifications à l'ELS : (vérification des contraintes).

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre $C = d - e_A$;

Tel que e_A : distance du Centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.04} = 0,294m \Rightarrow e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0.294 = -0,244m = -24.4cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

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

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.244^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.075 - 0.244) = -0.18m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -0.027m^3$$

$$y_c^3 - 0.476 y_c - 0.12 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$y_c = 0.275m \qquad y = 0.03m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) \qquad \Rightarrow \mu_t = 4.41 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.04 \times 10^{-3} \times 0.03}{4,41 \times 10^{-4}} = 0.139 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 3.122 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

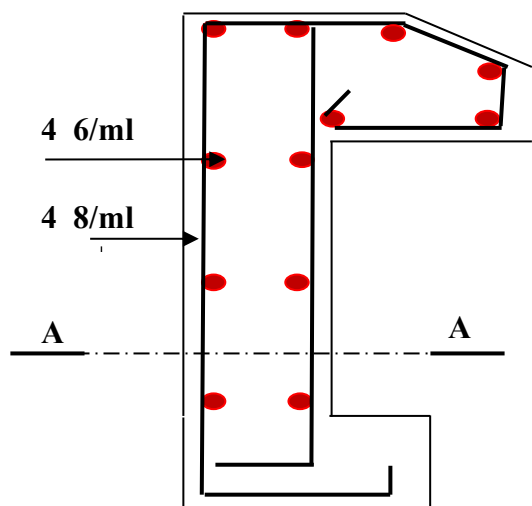
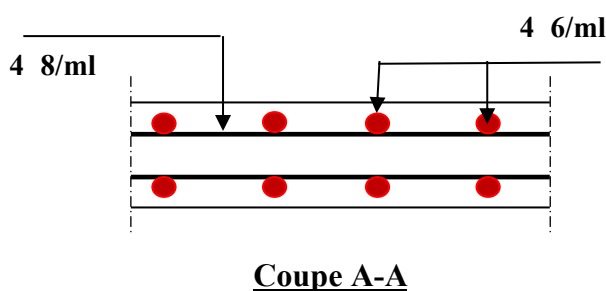
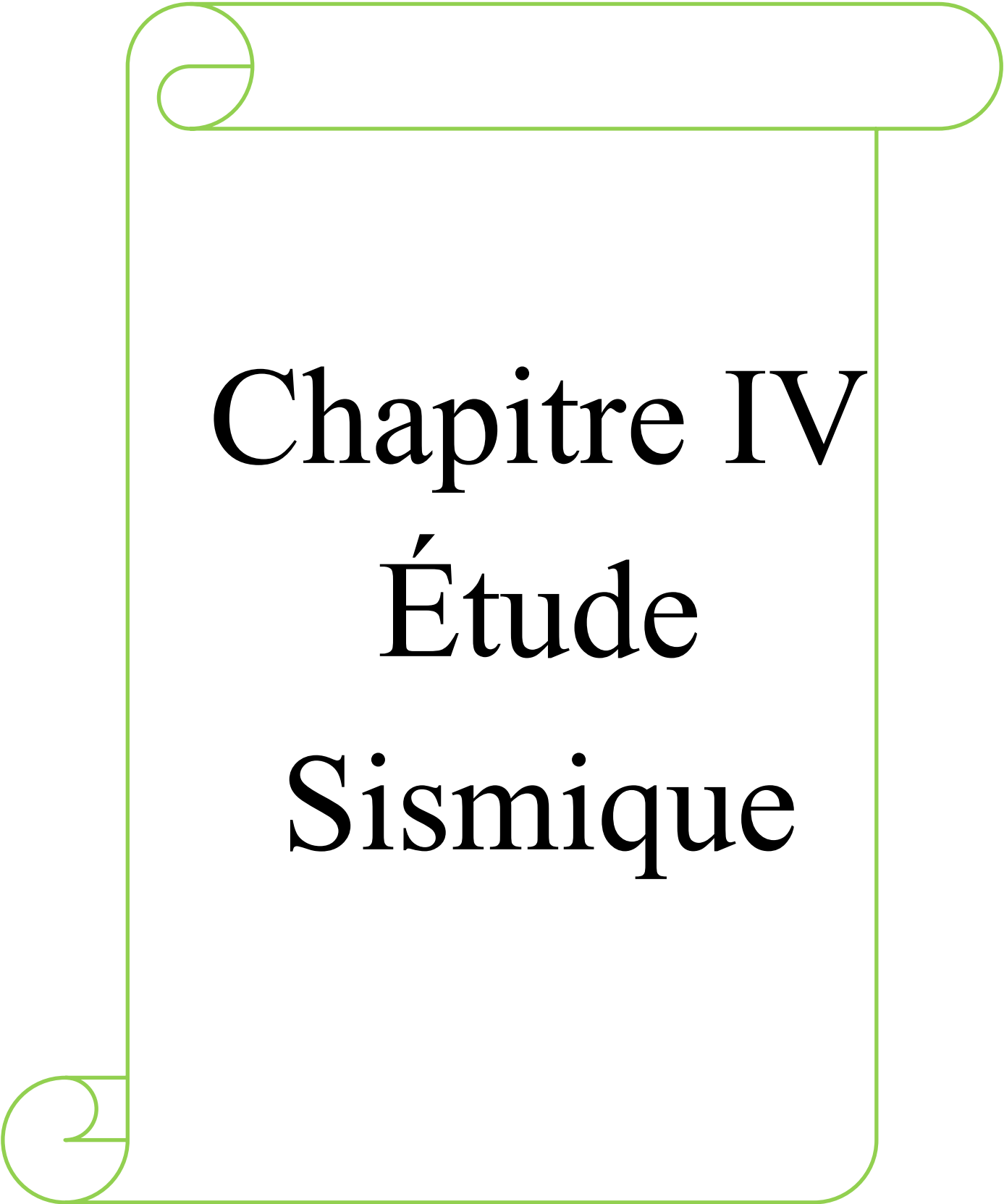


Fig.III.42 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre il a été question de choisir une meilleure disposition des poutrelles dans les planchers en corps creux ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité, cette étude a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Aussi nous avons opté pour un calcul de deux types de dalles une sur quatre appuis, l'autre sur trois appuis.

Dans cette partie aussi on fait étude à deux types d'escaliers le premier à deux volées, le deuxième à trois volées. Nous nous sommes ensuite intéressés à l'étude de l'acrotère et de l'ascenseur.

A decorative border in a light green color, resembling a scroll. It features rounded corners and a small loop at the top-left and bottom-left corners, with the rest of the border being a simple rounded rectangle.

Chapitre IV

Étude

Sismique

Chapitre IV. Étude sismique

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux risques du séisme par une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont :

- La résistance ;
- L'aspect architectural ;
- L'économie.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurité exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- Δ , Déplacement de la structure...).

IV.2 Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

IV.2.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I) du RPA, La wilaya de **BEJAIA** est classée comme une zone de **moyenne sismicité (IIa)**.

IV.2.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : **H=25,92m**) sont classées comme des ouvrages courants (importance moyenne : Groupe 2).

IV.2.3. Site (A3.3. /RPA99/2003)

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme **site ferme (Site2)**.

Tab.IV.1 : Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70
S₃ ⇒ T_{1(sec)}= 0,15 / T_{2(sec)}= 0,40				

IV.2.4. Système de contreventement (A3.4. /RPA99/2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3) du RPA. Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. Le système de contreventement retenu pour notre structure,

est une structure en béton contreventé par portiques et voiles. Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles.

- **Système 2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ;
- **Système 4 a** : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles ;
- **Système 4b** : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 de RPA).

IV.2.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait ; selon l'article A3.5.1 (a3-Figure 3.2) :

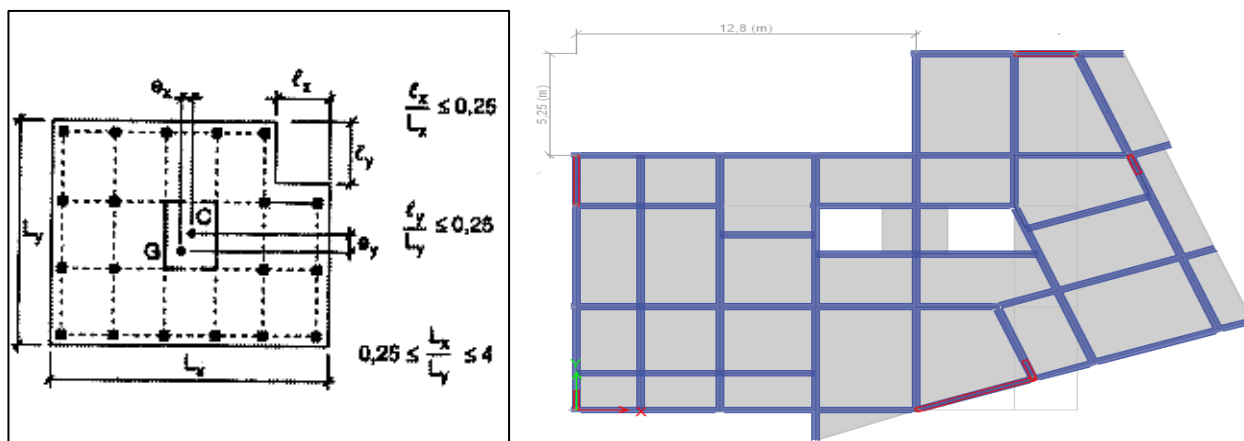


Fig.IV.1 : Limite des décrochements en plan.

Pour notre bâtiment :

$$\begin{cases} l_x = 12,80\text{m} \\ L_x = 24,18\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{l_x}{L_x} = 0,53 > 0,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\begin{cases} l_y = 5,25\text{m} \\ L_y = 18,37\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{l_y}{L_y} = 0,28 > 0,25 \Rightarrow$$

Condition non vérifiée

- **Commentaire** : le bâtiment est irrégulier en élévation.

$$\frac{B_M}{B} \geq 0.67$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80$$

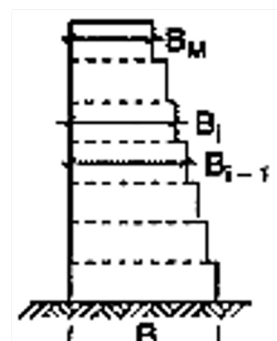


Fig.IV.2 : Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment : on n'a pas le même plan dans tous les étages

⇒ **Batiment irrégulier en plan et irrégulier en élévation**

⇒ **Batiment irrégulier**

IV.3 Choix de la méthode de calcul

IV.3.1. Méthodes utilisables (A4.1.1. /RPA99/2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ◆ Méthode statique équivalente ;
- ◆ Méthode dynamique ;

{ par la méthode d'analyse dynamique par accéléro – grammes
 { Méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.2. Condition d'application la méthode statique équivalente (A.4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes ; pour notre cas :

- | | | |
|--|--|---|
| { | * Le bâtiment présente une configuration irrégulière | ⇒ <i>La M.S.E n'est pas applicable.</i> |
| | * Zone IIa | |
| | * Groupe d'usage 2 | |
| * La hauteur du bâtiment $H = 25,92 \text{ m} > H_{\max} = 23 \text{ m}$ | | |

IV.3.3. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3. /RPA99/2003)

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 permise.

IV.3.3.1 Principe de Modélisation (A4.3.2. /RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- ❖ Un modèle tridimensionnel (**Analyse 3D**) ;
- ❖ Un modèle encastré à la base ;
- ❖ Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (**Diaphragme rigide**) avec trois **03 DDL** (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- ❖

IV.3.3.2 Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, la modélisation revient à représenter un problème physique possède un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de (DDL) en tenant en compte le possible de la masse, la rigidité de tous les éléments de la structure et l'amortissement.

IV.3.3.3 Programme utilisé pour la modélisation

- ◆ **Version** : Version 16.2.0
- ◆ **Nom du programme**: Extended 3D Analysis of Building Systems
- ◆ **Entreprise productrice** : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA

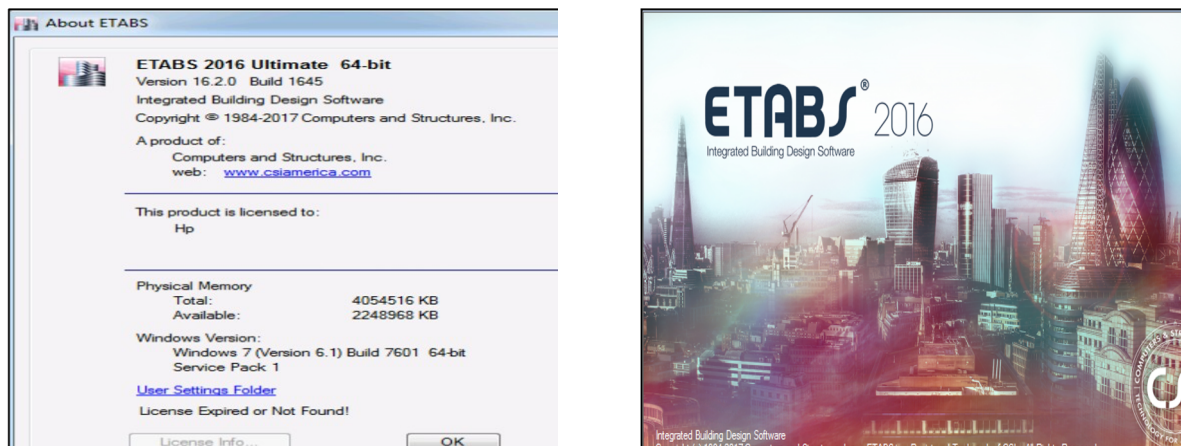


Fig.IV.3 : Le logiciel ETABS version 16.2.0

ETABS est un logiciel destiné à la conception et à l'analyse des structures de la catégorie bâtiment. 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. C'est un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS (E**xtended **T**here **D**imensions **A**nalyses of **B**uilding **S**ystems). Ce logiciel permet ferrailer les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..Etc.). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente 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 additionnelle.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

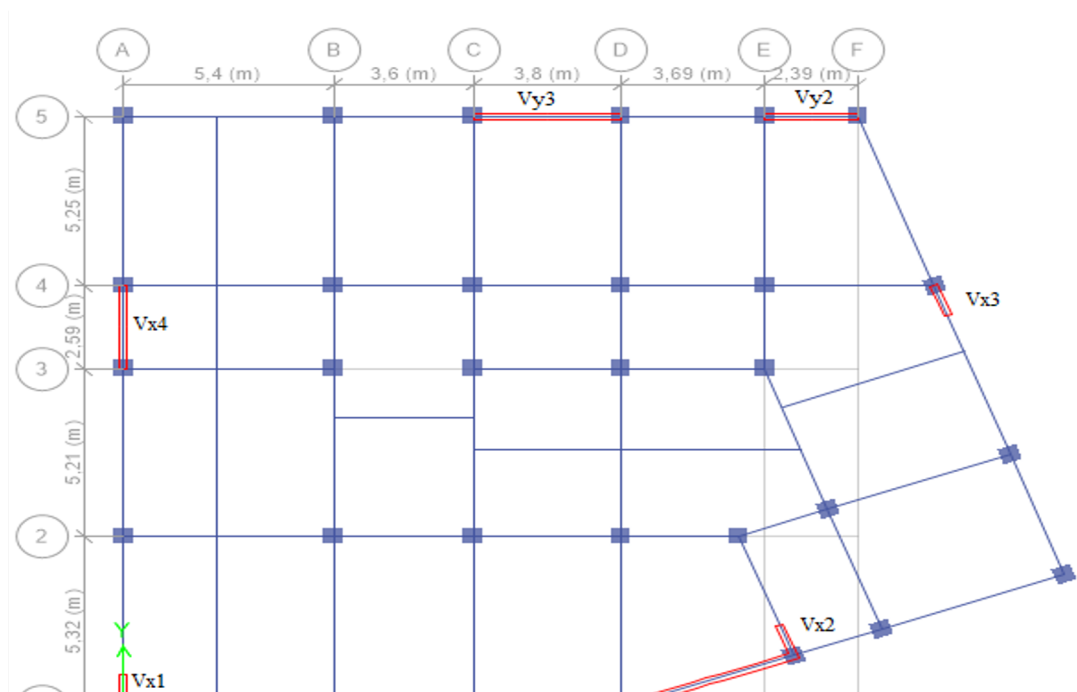


Fig.IV.4 : Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure

Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.RPA99/2003)

IV.3.3.4 Coefficient d'accélération de zone A

A : c'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage

Pour notre cas on a : $\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$; selon le tableau 4.1(RPA99/version 2003)

IV.3.3.5 Facteur de qualité

1Tab.IV.2 : Détermination de facteur de qualité Q

Valeur des pénalités P_q	Observation	P_q / xx	Observation	P_q / yy
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0	Oui	0
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0
5-Contrôles de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale		$Q_x=1.15$		$Q_y=1.15$

IV.3.3.6 Coefficient de comportement global de la structure "R"

Coefficient de comportement global de la structure. Il est donné par le tableau 4.3(R.P.A99/2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4(R.P.A99/2003). Pour ce projet, on considère un contreventement mixte assuré par Voiles-Portiques avec interaction, donc $R=5$

IV.3.3.7 Coefficient de pondération " β "

Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation RPA99/v2003 (Tableau 4.5)

* **Bâtiments d'habitation** $\Rightarrow \beta = 0.2$

A partir de la valeur du β , on peut déterminer le poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \Leftrightarrow \begin{cases} W_{Gi} : \text{ poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{ charges d'exploitations} \end{cases}$$

$$W = 24885.9753 \text{ kN}$$

IV.3.3.8 Pourcentage critique d'amortissement " ξ (%)"

Tab.IV.3 : Détermination du " ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Remarque : donc on opte pour **Portiques et Voiles** $\Rightarrow \xi = 10 \%$

IV.3.3.9 Spectre de réponse sismique (A4.2.3. R.P. A99/2003)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_1 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**A=0,15**)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**ξ=10%**)

R : Coefficient de comportement de la structure (**R=5**)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0,15 / T2= 0,40**)

Q : Facteur de qualité (**Q=1,15**)

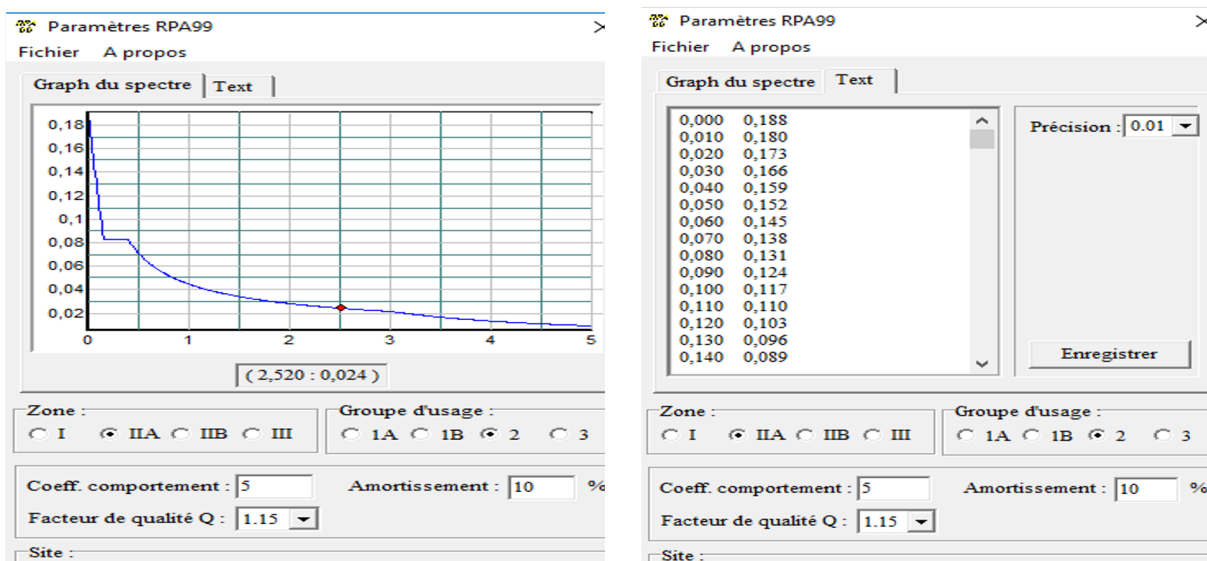


Fig.IV.5 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003

IV.4 Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

IV.4.1. Taux de participation massique

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le RPA99/2003 sont présentés ci-dessous

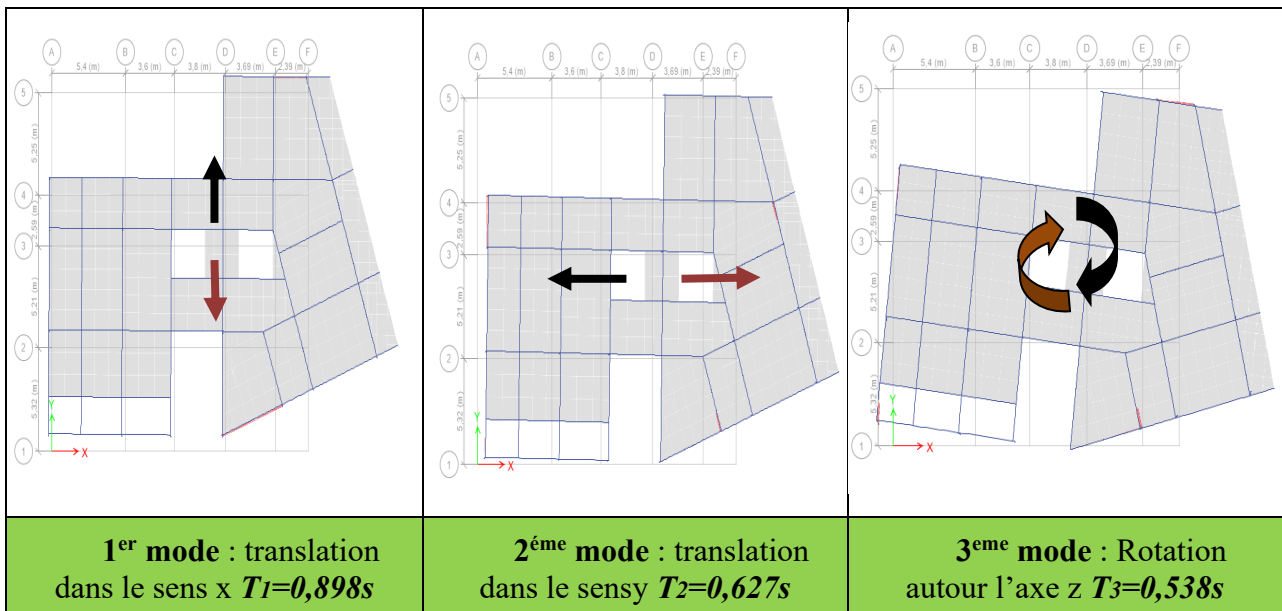
Tab.IV.4 : Périodes / Participation massiques et nombre de modes à considérer

Case	Mode	Périodes	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0,898	0,0373	0,6828	0,0001	0,0373	0,6828	0,0001
Modal	2	0,627	0,6373	0,0396	0,0002	0,6746	0,7223	0,0003
Modal	3	0,538	0,0061	0,0025	0,6688	0,6807	0,7248	0,6691
Modal	4	0,276	0,0261	0,1385	0,0015	0,7068	0,8633	0,6706
Modal	5	0,188	0,1549	0,0349	0,0193	0,8617	0,8982	0,6899
Modal	6	0,153	0,0165	0,0002	0,1797	0,8782	0,8984	0,8696
Modal	7	0,129	0,0184	0,0447	0,003	0,8965	0,9432	0,8725
Modal	8	0,086	0,0165	0,0259	0,0085	0,913	0,9691	0,881
Modal	9	0,076	0,041	0,0048	4,114E-05	0,954	0,9738	0,8811
Modal	10	0,066	0,0001	0,0006	0,0561	0,9541	0,9744	0,9372

a. Commentaire :

- * Le 1^{er} mode de vibration : est un mode de translation suivant l’axe Y avec un taux de participation égale à 68,28% ;
- * Le 2^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l’axe X avec un taux de participation égale à 63,73% ;
- * Le 3^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l’axe Z avec un taux de participation égale à 66,88% ;
- * On remarque qu’après 7 modes, la masse vibrante globale atteint 90% dans les trois directions. Ces modes peuvent donc être retenus pour la suite de l’analyse sismique.

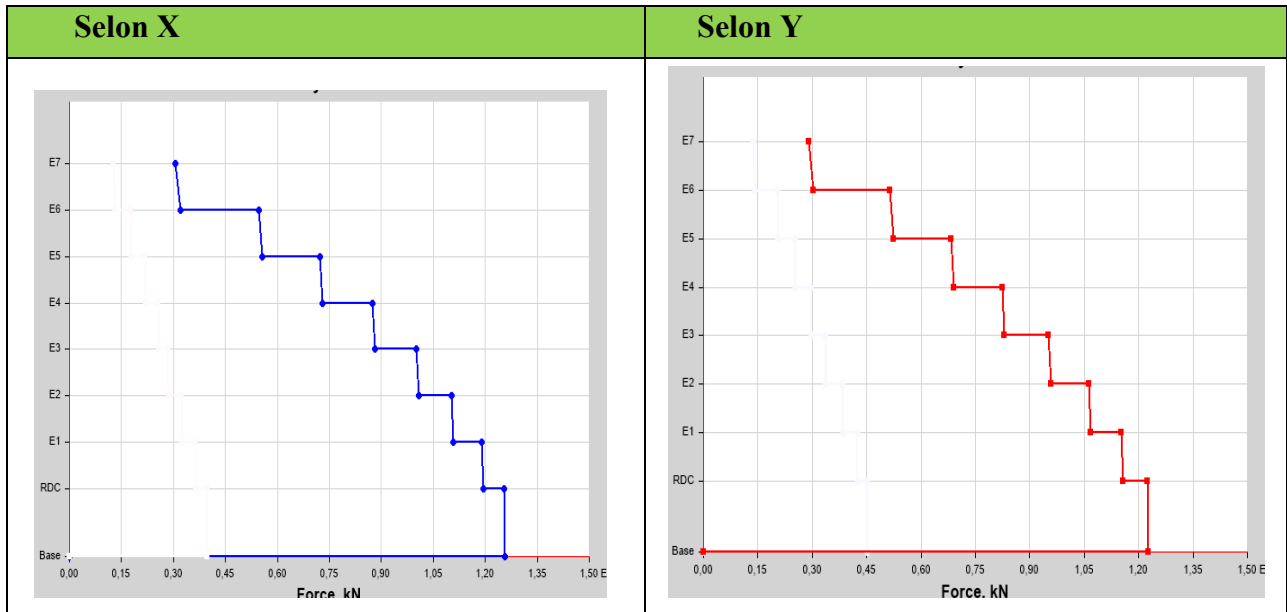
Tab.IV.5 : Mode de vibration de la structure



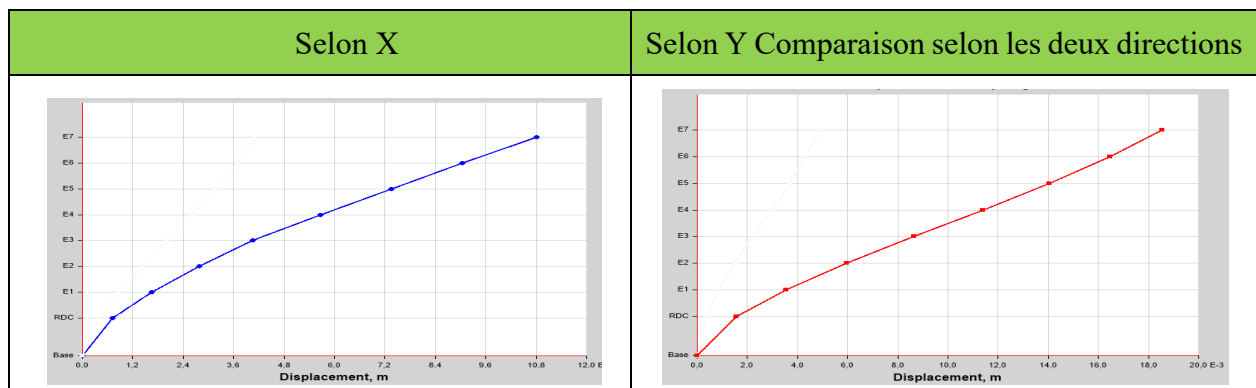
IV.4.2. Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau

Dans la tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux sens X et Y , Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau.

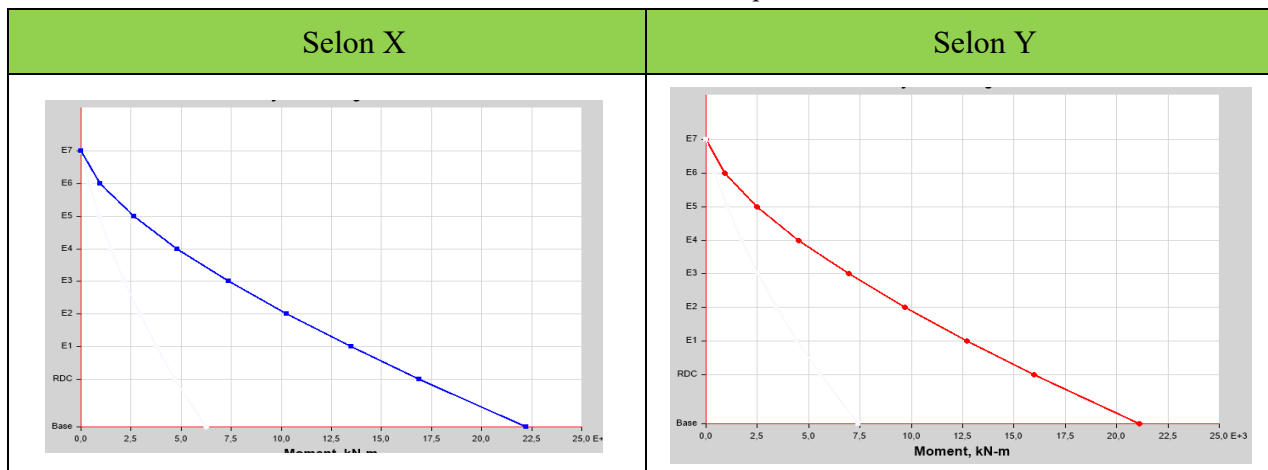
Tab.IV.6 : Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant



Tab.IV.7 : Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y



Tab.IV.8 : Déterminations des moments par niveau suivant X et Y



IV.4.3. Justification sismique de la structure

Justification de l'interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab .IV.9 : Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.

Sous charge horizontale								
$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 25\% ; \frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 75\%$								
Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)	Portiques(KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
E7	191,5016	131,3686	59.31	40.69	200,3976	79,8275	71,48	28,52
E6	211,9172	272,4289	43.75	56.25	273,3808	122,5884	69,25	30,75
E5	212,1801	413,8285	33.89	66.11	295,4063	207,8946	59,14	40,86
E4	274,4463	478,0909	36.46	63.54	332,7487	262,8329	56,96	43,04
E3	222,7688	616,4904	26.54	73.46	418,0934	291,4198	59,71	40,29
E2	281,0193	638,8227	30.55	69.45	428,7242	368,8317	55,72	44,28
E1	255,9041	734,5121	25.83	74.17	403,9866	444,3089	46,05	53,95
RDC	294,5107	753,612	28.09	71.91	370,063	527,0324	41,94	58,06
Sous charge verticale								
$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 80\% ; \frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 20\%$								
Niveau	Charge verticale (KN)				% charge verticale (KN)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
RDC	23057,8145		5105,3337		81,87		18,13	

- **Commentaire :** L'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement vertical et horizontal pour tous les étages.

IV.4.4. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)

Selon l'article A.4.3.5, la réponse sismique totale est donnée par (voir Tab.3.12):

Si les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres :

$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$; Si deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{Avec : } E : \text{ effet de l'action sismique considéré.}$$

E_i : valeur modale de E selon le mode « i » ; K : nombre de modes retenus.

- **Remarque :** Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ vérifie : $r < 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Tab.IV.10 : réponses de deux modes de vibration

	Sens XX	Sens YY
T1(s)	0.627	0.898
T2(s)	0.188	0.276
r =T1/T2	0.299	0.307

• **Commentaire :**

Vue que le rapport $r = T_i / T_j$ est vérifié : $r < 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$ donc les réponses modales sont indépendantes les uns des autres, la réponse sismique totale de la structure est de **(10 modes)**.

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D < 0.80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V_s/V_D$.

Selon l'article A.4.2.3 /R.P.A99/03, la force sismique totale V_s , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

D : facteur d'amplification moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

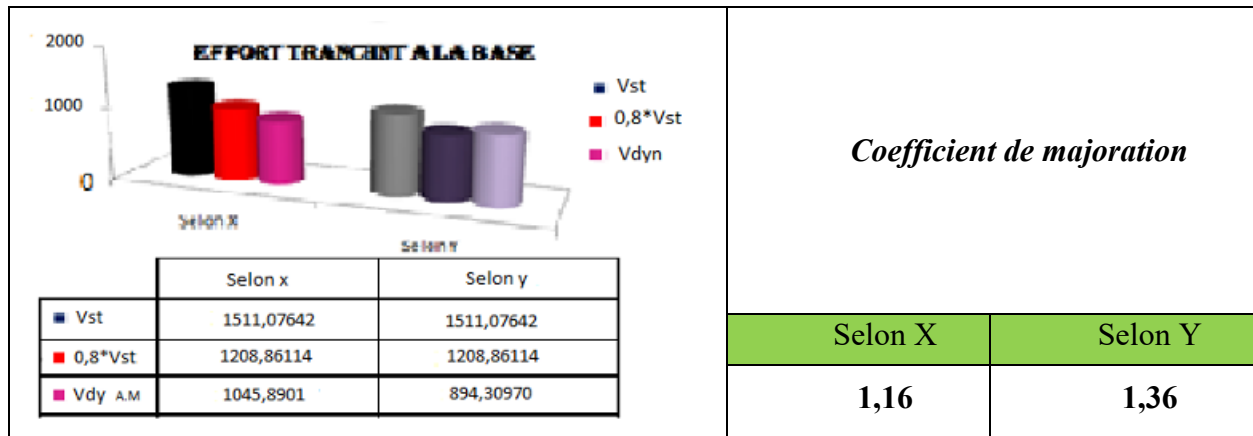
T : Période fondamentale de la structure (**A4.2.4 R.P. A99/2003**):

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4} \quad \Leftrightarrow \begin{cases} C_T = 0,05 \\ Hn = 25.92 m \end{cases} \quad \Leftrightarrow T = 0,574s$$

Donc, la période choisie pour le calcul du facteur D ;

$$T_{\text{calculée}} > T_2 = 0,4s \quad \Leftrightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \Leftrightarrow \begin{cases} D_x = 1,76 \\ D_y = 1,76 \end{cases}$$

Tab.IV.11 : Déterminations de l'effort tranchant à la base



Coefficient de majoration

Selon X	Selon Y
1,16	1,36

Commentaire :

On augmente tous les paramètres de la réponses (forces, déplacements, moments) dont le rapport est de 1,16 dans le sens xx et de 1 ,36 dans le sens yy .

IV.4.5. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité **accidentelle additionnelle** égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- **Commentaire :** l'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0.05 L$ est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques **ex** et **ey**.

IV.5 Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément :

IV.5.1. Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

Tab.IV.12 : Vérification de déplacement inter-étages

Étage	Hm	δeKx	δKx	ΔKx	δeKy	δKy	ΔKy	1% h k
Étage 7	3,06	9,976	8,04	0,00262	17,829	10,12	0,00330	0,0306
Étage 6	3,06	8,368	7,75	0,00253	15,805	11,675	0,00381	0,0306
Étage 5	3,06	6,818	7,765	0,00253	13,47	12,67	0,00414	0,0306
Étage 4	3,06	5,265	7,385	0,00241	10,936	13,2	0,00431	0,0306
Étage 3	3,06	3,788	5,905	0,00192	8,296	12,78	0,00417	0,0306
Étage 2	3,06	2,607	5,2	0,00169	5,74	11,64	0,00380	0,0306
Étage 1	3,06	1,567	4,48	0,00146	3,412	9,6	0,00313	0,0306
RDC	4,50	0,671	3,355	0,00074	1,492	7,46	0,00165	0,0450

- **Commentaire :**

Le déplacement inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

IV.5.2. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ;$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau " k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1- \theta_k)$.

♦ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tab.IV.13 : Vérification de l'effet P-Δ

Étage	h_k (m)	P_k (kn)	Selon X			Selon Y		
			ΔK_x (mm)	V_{kx} (kn)	Θ_{kx} (mm)	ΔK_y (mm)	V_{ky} (kn)	Θ_{ky} (mm)
D9	3.06	2754,7534	8,185	306,4143	0,02404	10,365	298,5363	0,03125
D8	3.06	5563,8897	7,885	533,3736	0,02687	11,92	515,4559	0,04204
D7	3.06	8388,427	7,88	701,6217	0,03078	12,89	681,0474	0,05188
D6	3.06	11350,908	7,48	847,6741	0,03273	13,41	817,2764	0,06086
D5	3.06	14547,859	5,975	969,8019	0,02929	12,96	944,7618	0,06521
D4	3.06	17810,995	5,25	1067,542	0,02862	11,8	1052,5537	0,06525
D3	3.06	21115,066	4,52	1150,317	0,02711	9,715	1140,2285	0,05879
D2	4,50	25009,570	3,37	1210,759	0,01546	7,53	1209,1775	0,03460

Commentaire : L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

IV.5.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003)

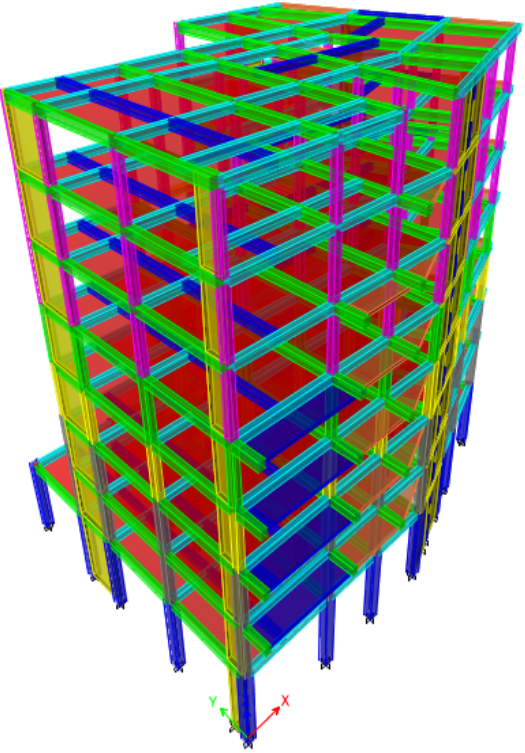
Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul. Selon l'article (A.4.4.1. R.P. A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation).

Tab.IV.14 : Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure

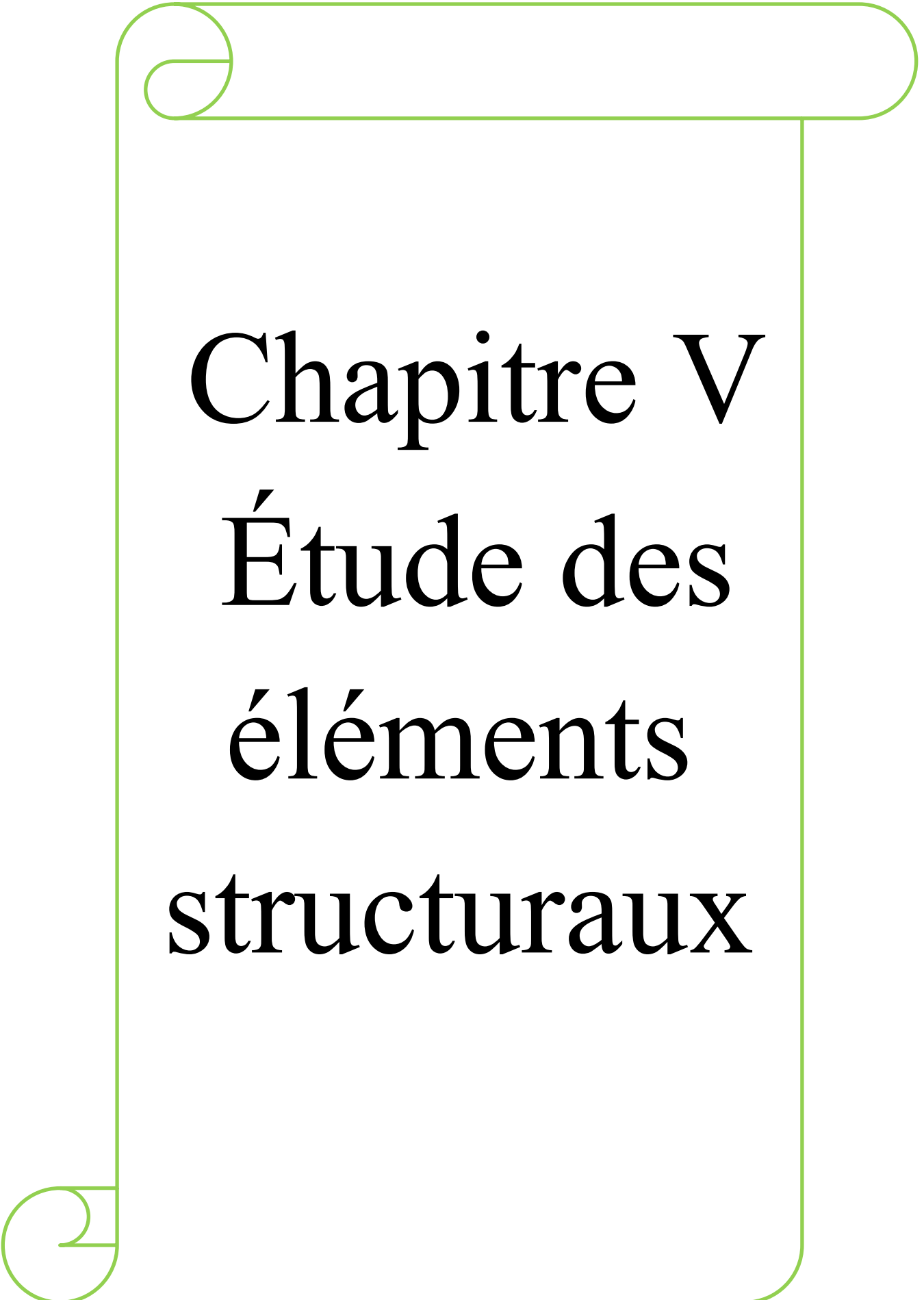
L'éléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x40) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x35) cm ²
Poteaux (Columns)	Poteaux R.D.C-SS : (50 x50) cm ²
	Poteaux étages 1-2: (40 x 45) cm ²
	Poteaux étages 3: (35x 40) cm ²
	Poteaux étages 4: (35x 35) cm ²
	Poteaux étages 5-6: (30x35) cm ²
	Poteaux étages 7: (30x30) cm ²
Éléments Surfacciques (Walls /Slab /Deck, Sections)	
Voiles (Walls)	Épaisseur : e= 20 cm
Dalles Pleines (Slab)	DP: G= 5.93KN/m ²
Plancher corps creux (Deck) 20cm(16 + 4)	T.I: $\begin{cases} G = 5,78\text{KN/m}^2 \\ Q = 1\text{KN/m}^2 \end{cases}$
	Habitation $\begin{cases} G = 5,16\text{KN/m}^2 \\ Q = 1,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$
	Commerce $\begin{cases} G = 5,16\text{KN/m}^2 \\ Q = 5\text{KN/m}^2 \end{cases}$



Modélisation **3D** de la Super- structure

IV.6 Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux



Chapitre V
Étude des
éléments
structuraux

Chapitre V. Étude des éléments structuraux

V.1 Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutre et voile, liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticale et horizontale. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé le logiciel d'analyse des structure (ETABS2016), pour la détermination des efforts interne de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calculs.

V.2 Étude des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **Etabs**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- | | | |
|--------------------|----------------|-----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$; | 2). $G+Q$; | 3). $G+Q+E_a$; |
| 4). $G+Q-E$; | 5). $0.8G+E$; | 6). $0.8G-E$. |

V.2.2. Recommandations du RPA99v2003

a. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = \begin{cases} 4\% & \text{en zone courante} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

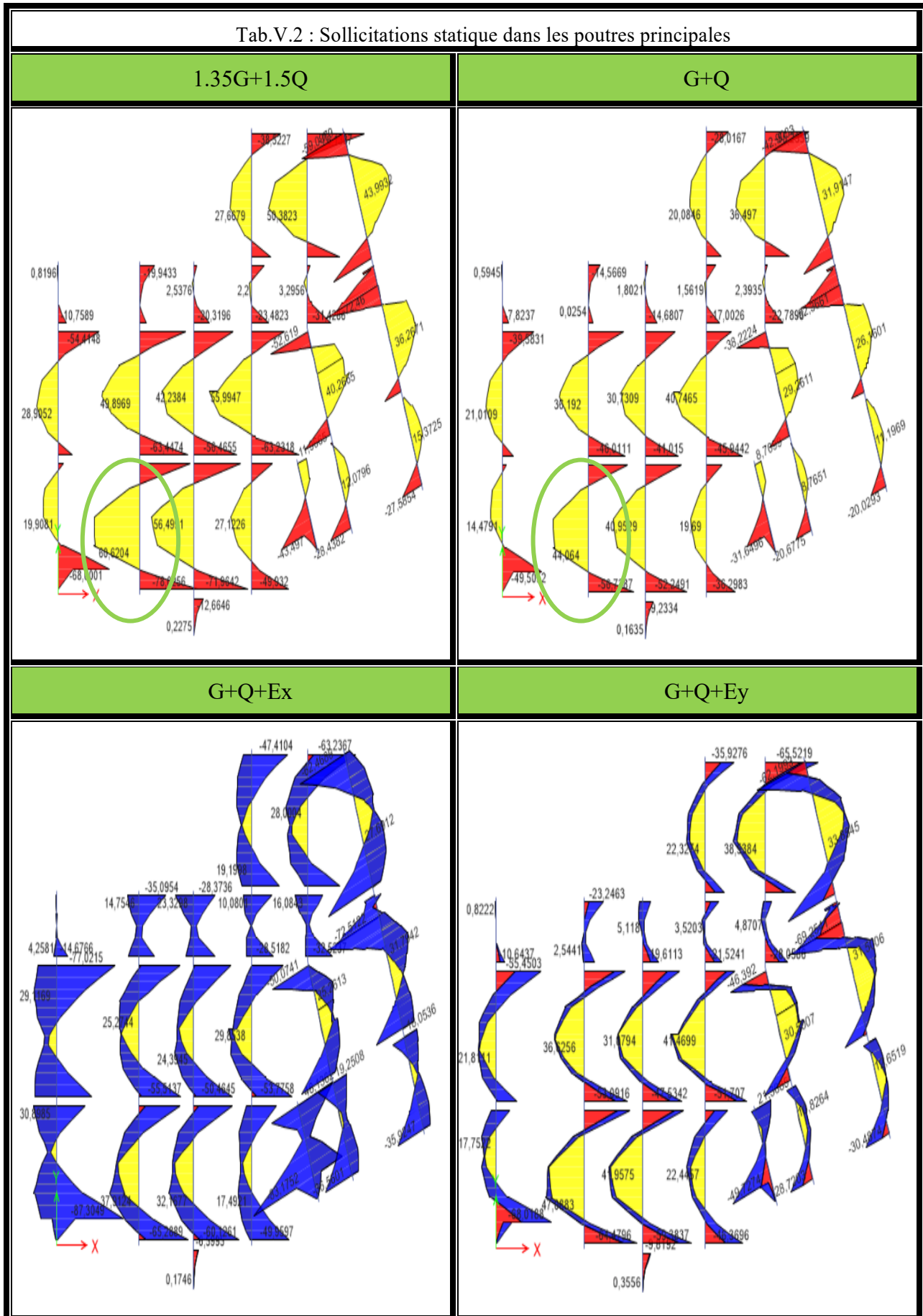
Avec (St) espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq \min(h/4 ; 12\Phi_l) & \text{en zone nodale} \\ St \leq h/2 & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

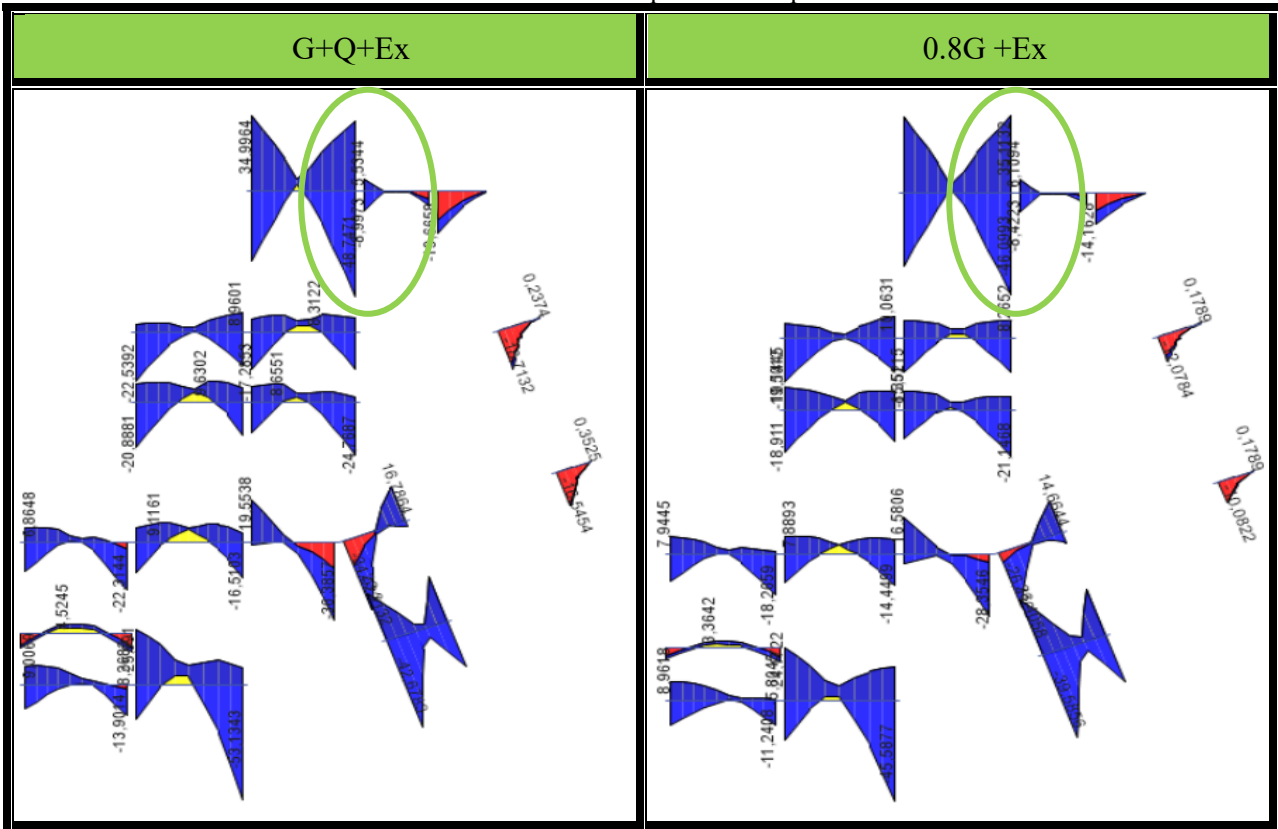
V.2.5. Diagrammes des moments fléchissant

a. Poutre principale :

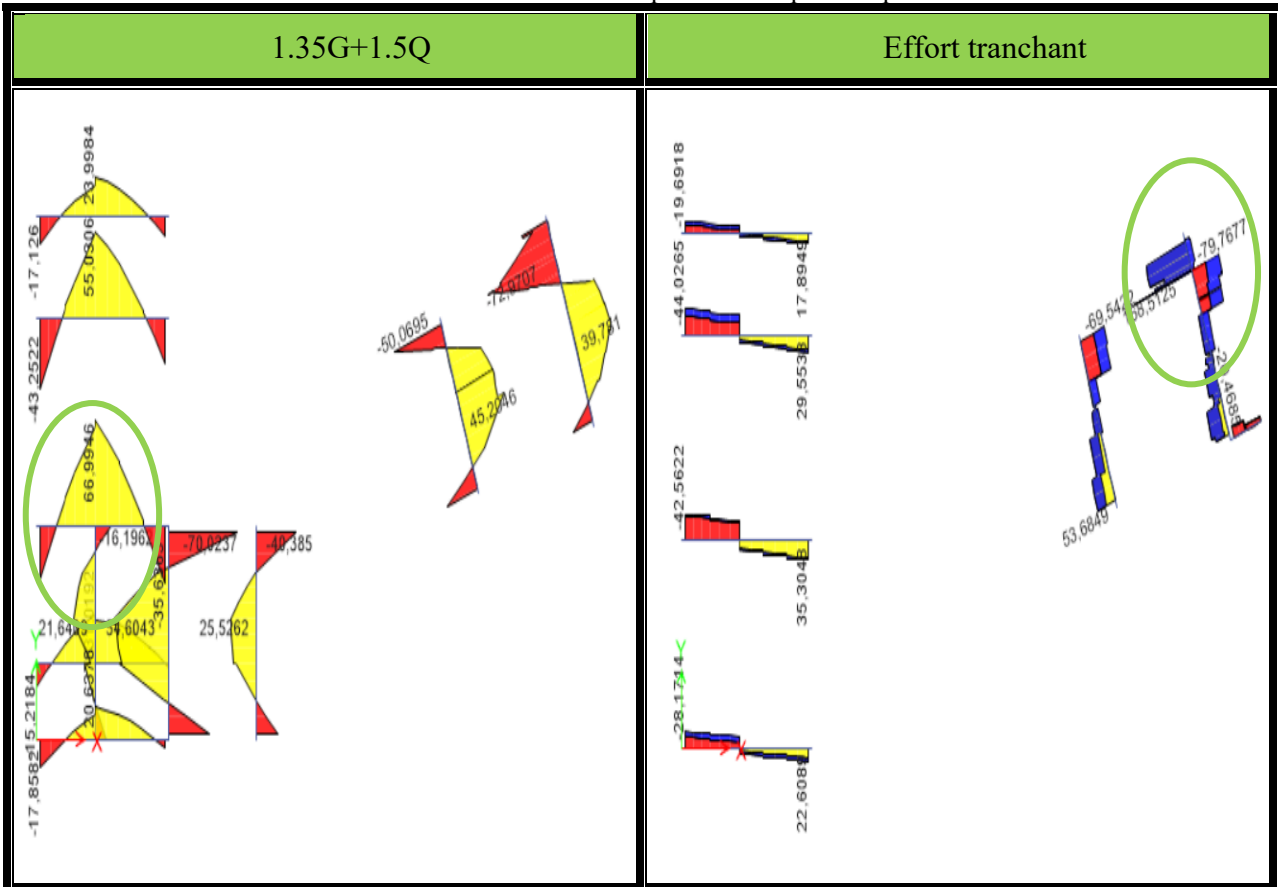


b. Poutre secondaire et porteuse

Tab.V.3 : Sollicitations statique dans les poutres secondaires



Tab.V.4 : Sollicitations statique dans les poutres porteuse B₂



Tab.V.5 : les moments fléchissant sous les différentes combinaisons

Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
	ELU		ELS		
	Travée	Appui	Travée	Appui	/
Principale	60.64	106.25	44.38	64.529	88.71
B2	66.99	98.89	48.98	56.73	168.59
Secondaire	13.174	53.13	9.556	25.87	39.33

V.2.6. Calcul du ferrailage :

a. Armature longitudinale :

Tab.V.6 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse

		M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} /BAEL (cm ²)	A _{min} /RPA (cm ²)	A ^{adop} (Cm ²)
PP	Travée	60.647	4.84	1.34	6	3T14+3T12=8.01
	Appui	106.25	6.82			6T14=9.24
B2	Travée	66.99	5.38	1.34	6	6T16=12.06
	Appui	98.89	7.66			6T16=12.06
Secondaire	Travée	13.17	1.16	1.16	5.25	3T14=4.52
	Appui	53.13	4.72			3T14+2T12=6.88

b. Les armatures transversales :

Calcul de Φ_t : Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par : $\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

$$\begin{cases} P_p = \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \\ P_s = \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4AH8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier) de T8 pour toutes les poutres

- Calcul des espacements des armatures transversales : $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\begin{cases} \text{En zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Leftrightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ P_s \Leftrightarrow S_t = 10 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Leftrightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ P_s \Leftrightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

- Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t^{adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

V.2.7. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$$

Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

V.2.8. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} Pp: A^{min} = 1.34\text{cm}^2 \leq A^{cal} \\ Ps: A^{min} = 1.15\text{cm}^2 \leq A^{cal} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contrainte tangentielle maximale : Il faut vérifier que

$$FPN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) \quad \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{étage courant: } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \\ \text{Ssol: } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.173 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.34 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.V.7 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Principale	88.71	0.81	3.33	Vérifié
B2	168.41	1.39	4.34	Vérifié
Secondaire	39.33	0.38	4.34	Vérifié

c. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis de rives: } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) \\ \text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots\dots\dots(2) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art H. IV. 2)}$$

Tab.V.8 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	$V^{max}(kn)$	$M_a(kn.m)$	$A_l(\text{cm}^2)$	$A_l^{riv}(\text{cm}^2)$	$A_l^{int}(\text{cm}^2)$	Observation
Principale	88.71	106.25	9.24	2.67	-5.47	Vérifié
B2	168.41	98.89	12.06	4.55	-3.26	Vérifié
Secondaire	39.33	53.13	6.88	1.1	-3.84	Vérifié

V.2.9. Vérification à l'ELS :

a. État limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2 \right]$$

Tab.V.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M _u (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	Contraintes		Obs
						σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Principale	Travée	44.38	8.01	13.89	9664.1	6.38	15	Vérifié
	Appui	64.52	9.24	14.67	1070.1	8.85		Vérifié
B2	Appui	9.55	6.88	12.01	6279.2	4.95	15	Vérifié
Secondaire	Travée	66.99	12.06	16.21	1284.8	6.17	15	Vérifié
	Appui	98.89	12.06	16.21	1284.8	6.73		Vérifié

b. État limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

Q=5KN/ml ; G=5.16KN/ml ; G₀=0.6*25=15KN/ml ;

G₁=(2.55+1.65*5.16)=21.67 KN/ml ; Q₁=(2.55+1.65)*5 =21KN/ml

$$M_0 = \frac{(G_0+G_1+Q_1) \times l^2}{8} = 204.02KN.m$$

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tab.V.10 : Vérification de l'état limite de déformation

Poutres	h(cm)	b(cm)	L(cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Obs
Principale	40	30	5.32	8.01	0.075>0.062	0.075>0.029	0.006<0.01	Vérifié
B2	45	30	5.4	12.06	0.064>0.062	0.074>0.033	0.006<0.01	Vérifié
Secondaire	35	30	5.21	6.88	0.064>0.062	0.067>0.004	0.006<0.01	Vérifié

Remarque : Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.10. Schéma de ferrailage

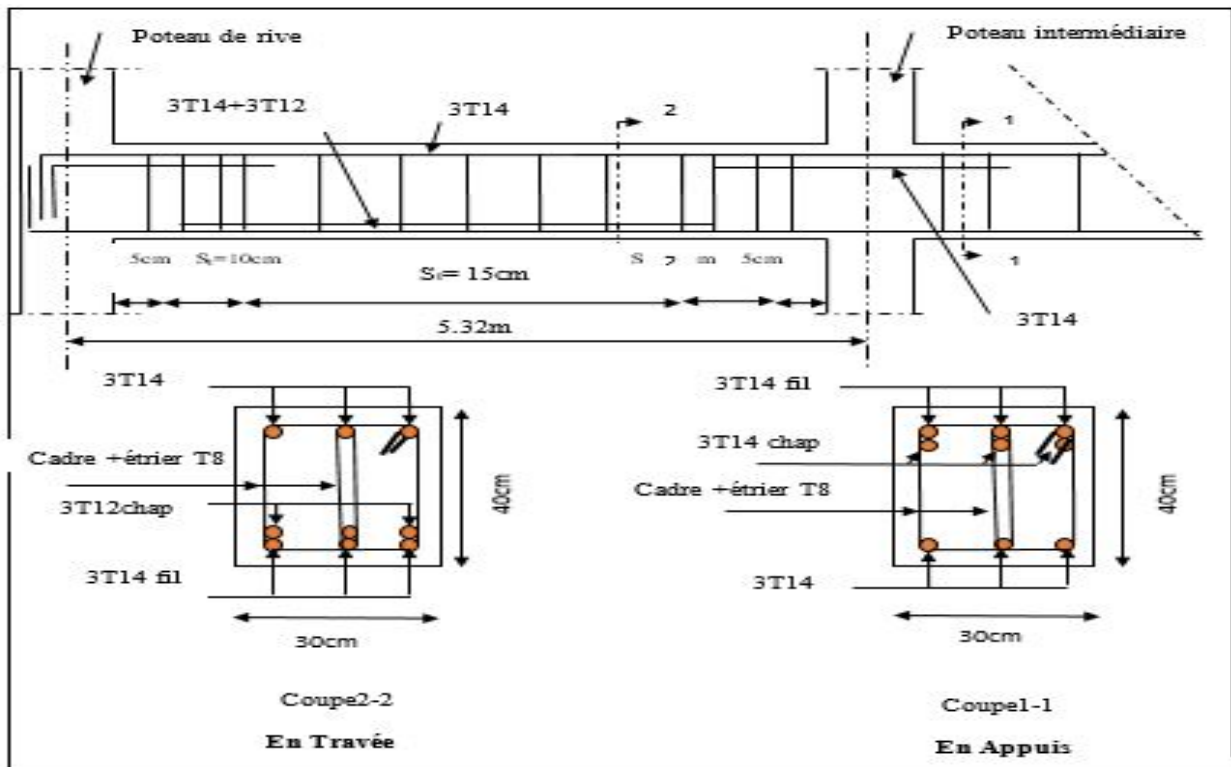


Fig.V.2 : schéma de ferrailage des poutres principales

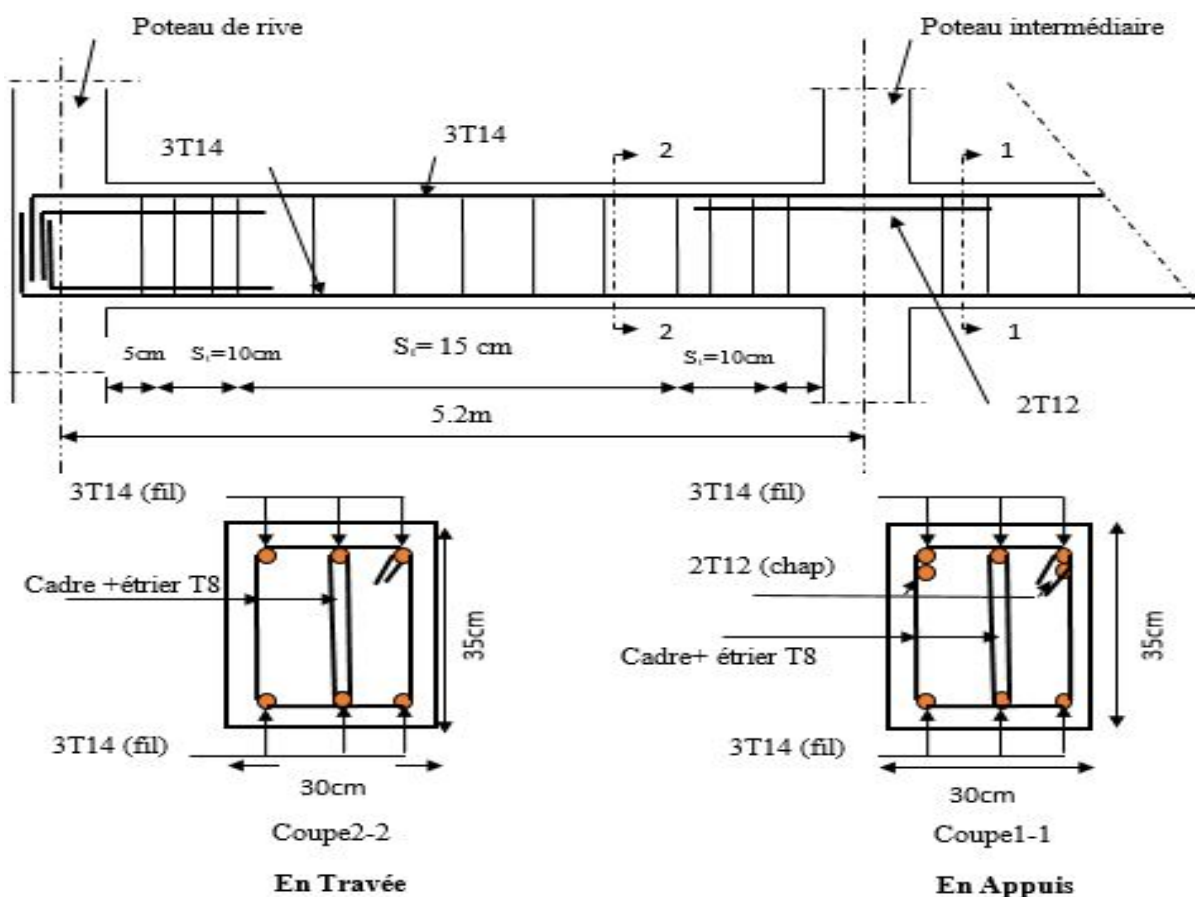


Fig.V.3 : schéma de ferrailage des poutres secondaires

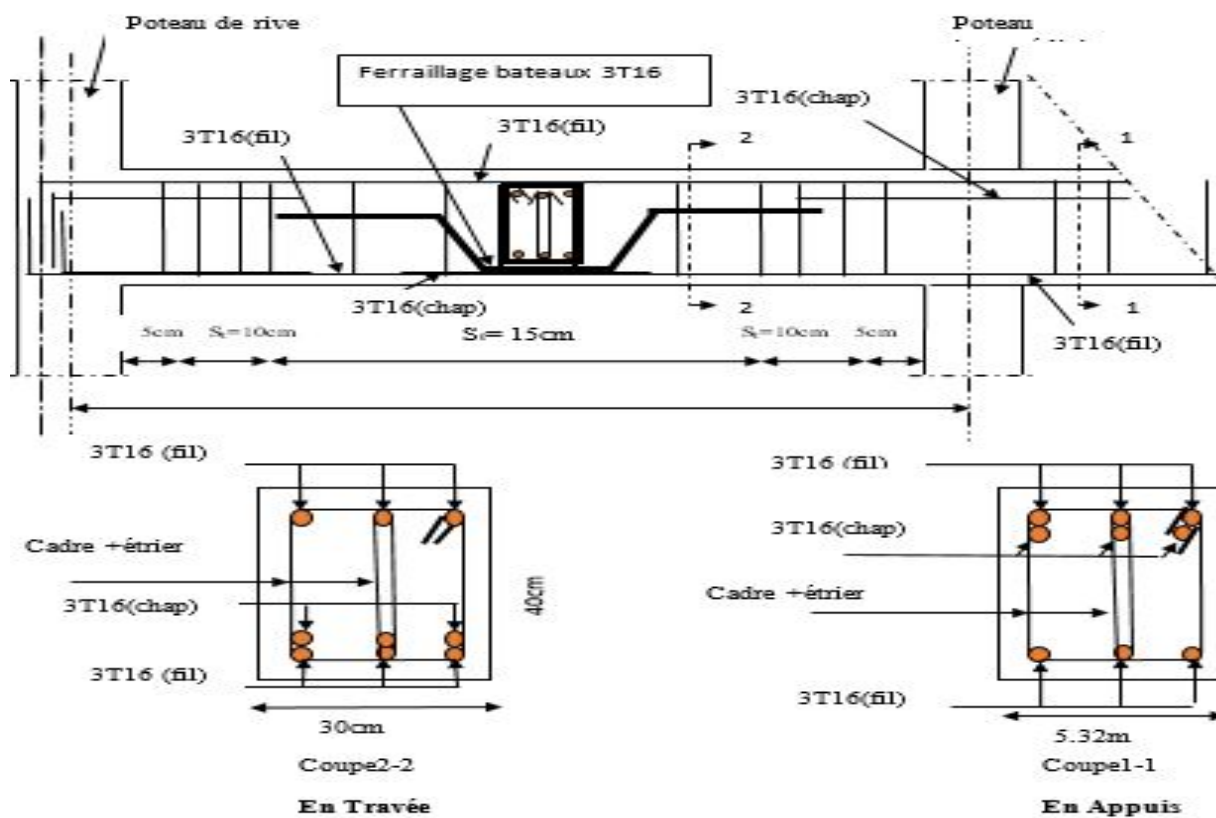


Fig. V.4 : schéma de ferrailage des poutres porteuses B2

V.3 Étude des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel (ETABS 2016).

- | | | |
|--------------------|----------------|----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$; | 2). $G+Q$; | 3). $G+Q+E$; |
| 4). $G+Q-E$; | 5). $0.8G+E$; | 6). $0.8G-E$. |

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant ;
- L'effort normal minimal et le moment correspondant ;
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

V.3.2.1 Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version2003(Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone IIa est limité par :

- $A_{lmin} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{lmax} = \begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante)} \\ 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement)} \end{cases}$
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- l_r : La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance (S_t) entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

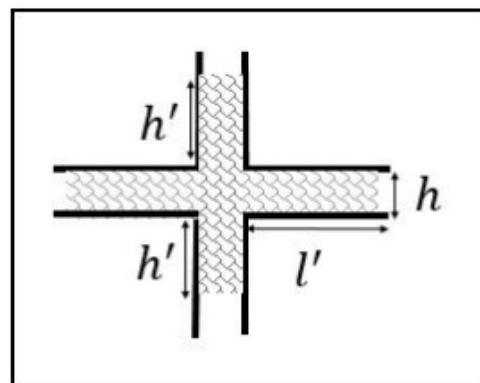
La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

b_1, h_1 : dimensions du poteau .

h_e : hauteur d'étage

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :



Tab.V.11 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section pot (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{zone cour} ^{max} (cm ²)	A _{zone recouv} ^{max} (cm ²)
Sous-sol	50×50	20	100	150
RDC	50×50	20	100	150
1 et 2 ^{ème} étage	40×45	14.4	72	108
3 ^{ème} étage	35×40	11.2	56	84
4 ^{ème} étage	35×35	9.8	49	73.5
5 et 6 ^{ème} étage	30×35	8.4	42	63
7 ^{ème} étage	30×30	7.2	36	54

V.3.2.2 Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

V_u : est l'effort tranchant maximal de calcul
 h_1 : hauteur totale de la section brute
 f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales
 t : espacement des armatures transversales $\begin{cases} \text{zone nodale } t \leq \min(10 \phi_{tmin}, 15cm) \\ \text{zone courante } t \leq 15 \phi_{tmin} \end{cases}$

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant
 ; il est pris égale à : $\rho_a = \begin{cases} 2.50 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$ avec $\lambda_g = (\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$

λ_g : l'élanement géométrique du poteau

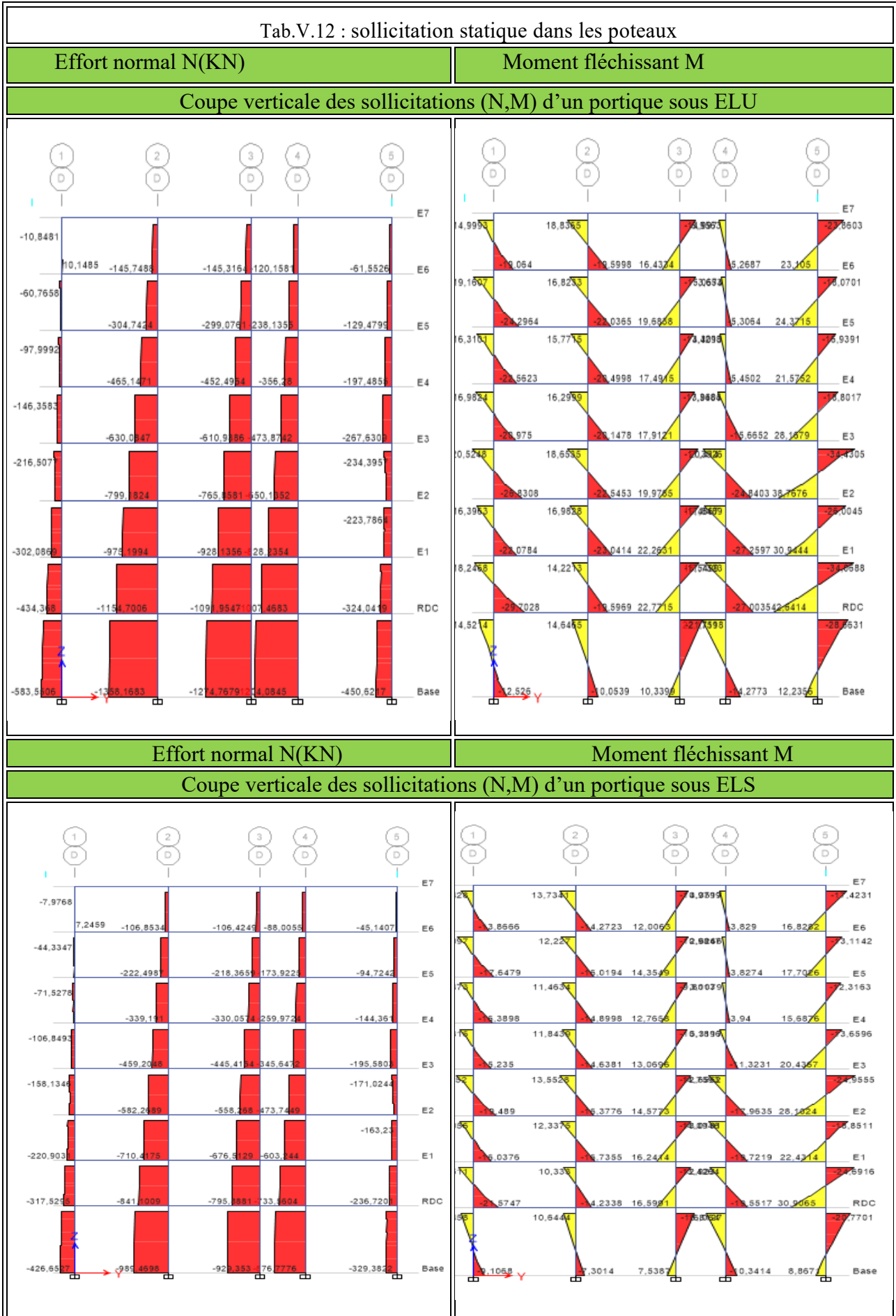
(a et b) : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{t\text{minimum}}$.
- Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

$$A_{tmin} \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ si } 3 < \lambda_g < 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes}$$

Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normale :

V.3.2.3 Sous combinaison statique (ELU, ELS)



a. Sollicitations de calcul

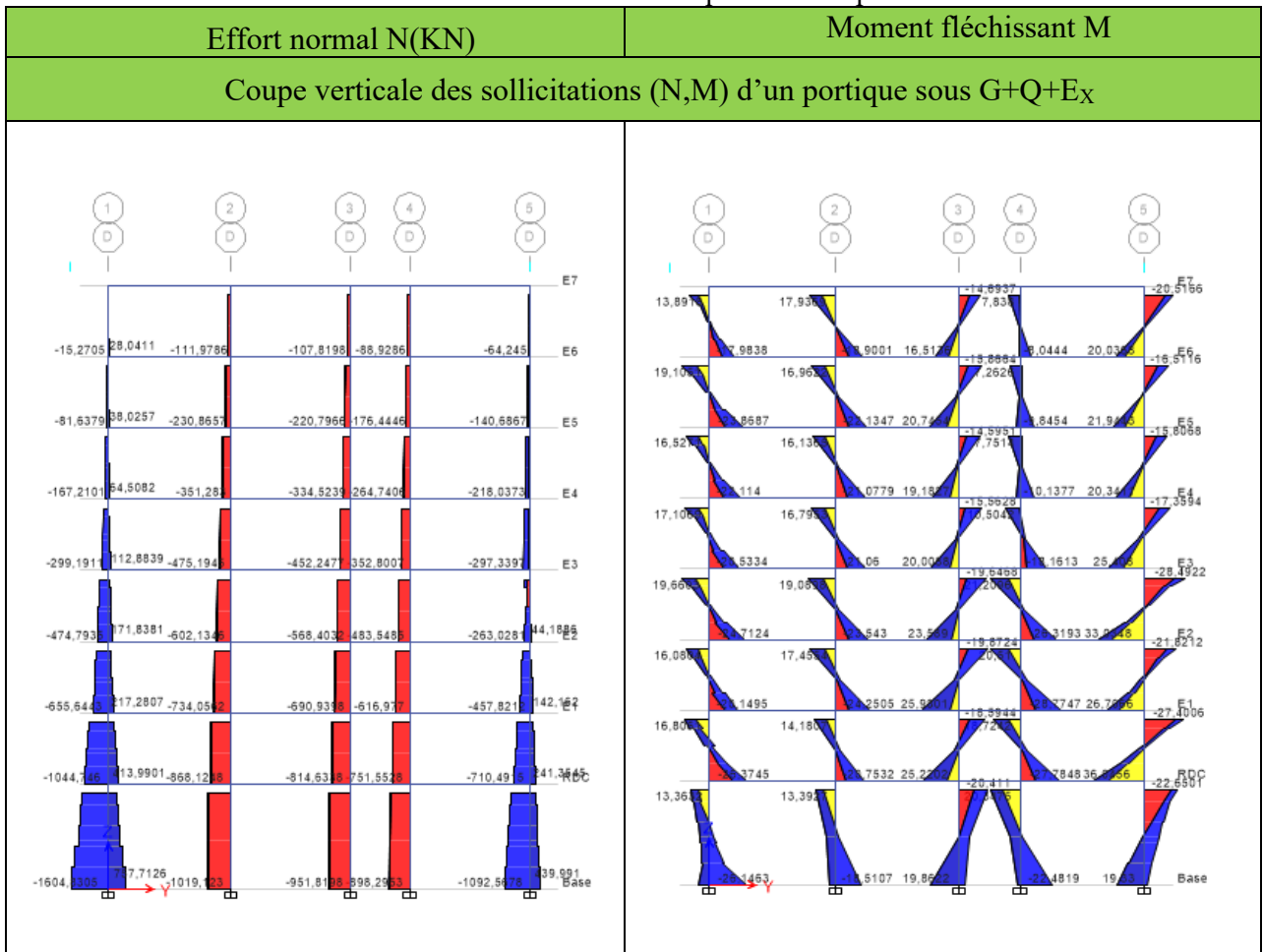
Les sollicitations les plus défavorables sont résumés dans le tableau ci-après :

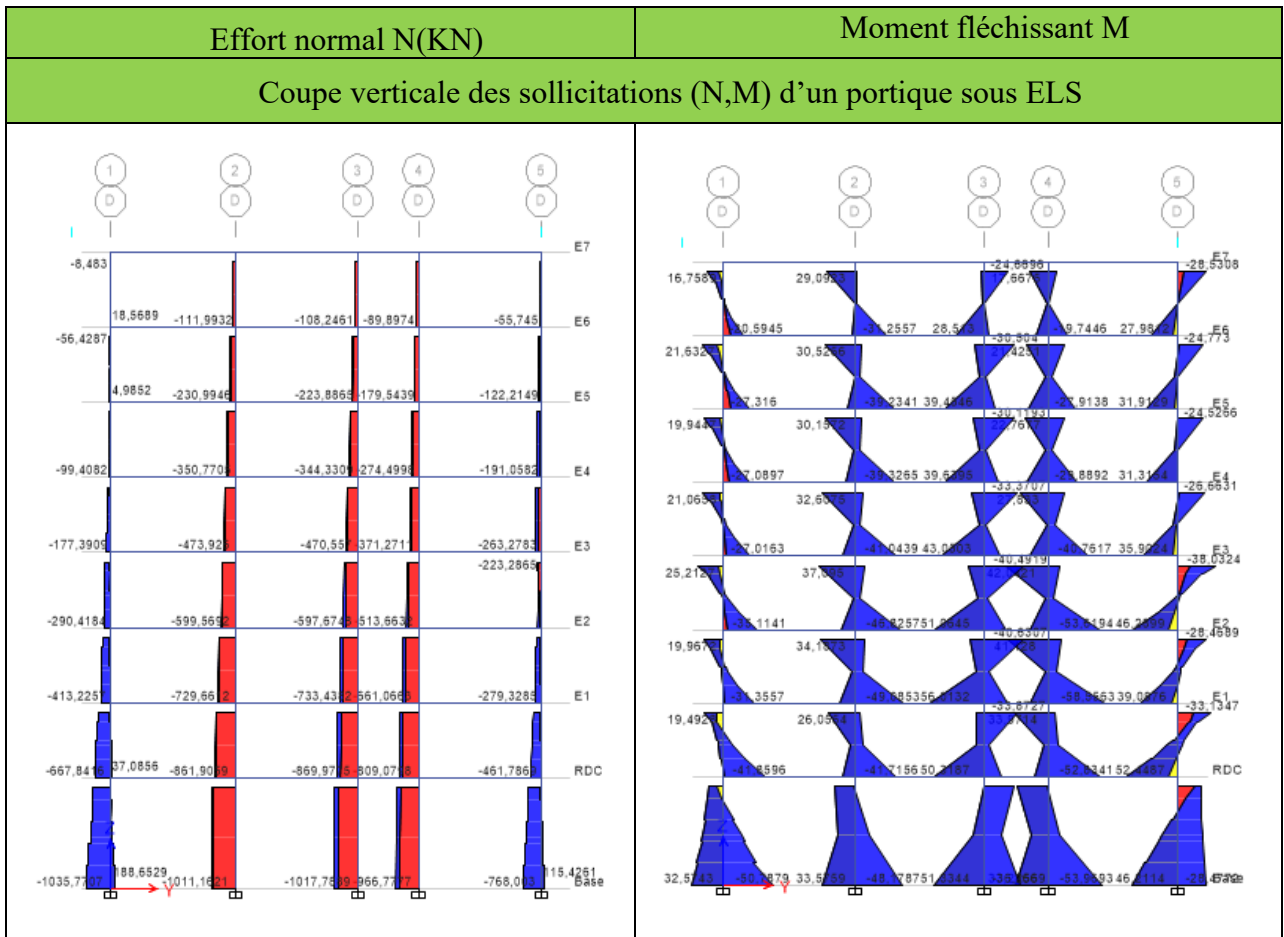
Tab.V.13 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux :

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S-sol +RDC	2570.51	25.674	46.473	-52.924	69.063	155.092	47.77
1+2 ^{ème} étage	1868.56	36.1	108.04	11.51	69.063	1133.669	45.43
3 ^{ème} étage	1327.499	25.244	85.238	11.576	69.119	812.584	45.94
4 ^{ème} étage	1064.73	29.608	51.766	10.793	51.905	652.415	36.24
5+6 ^{ème} étage	803.627	23.074	33.69	8.179	52.282	300.68	33.82
7 ^{ème} étage	278.49	25.157	17.422	-12.307	54.707	146.143	39.81

V.3.2.4 Sous combinaison sismique

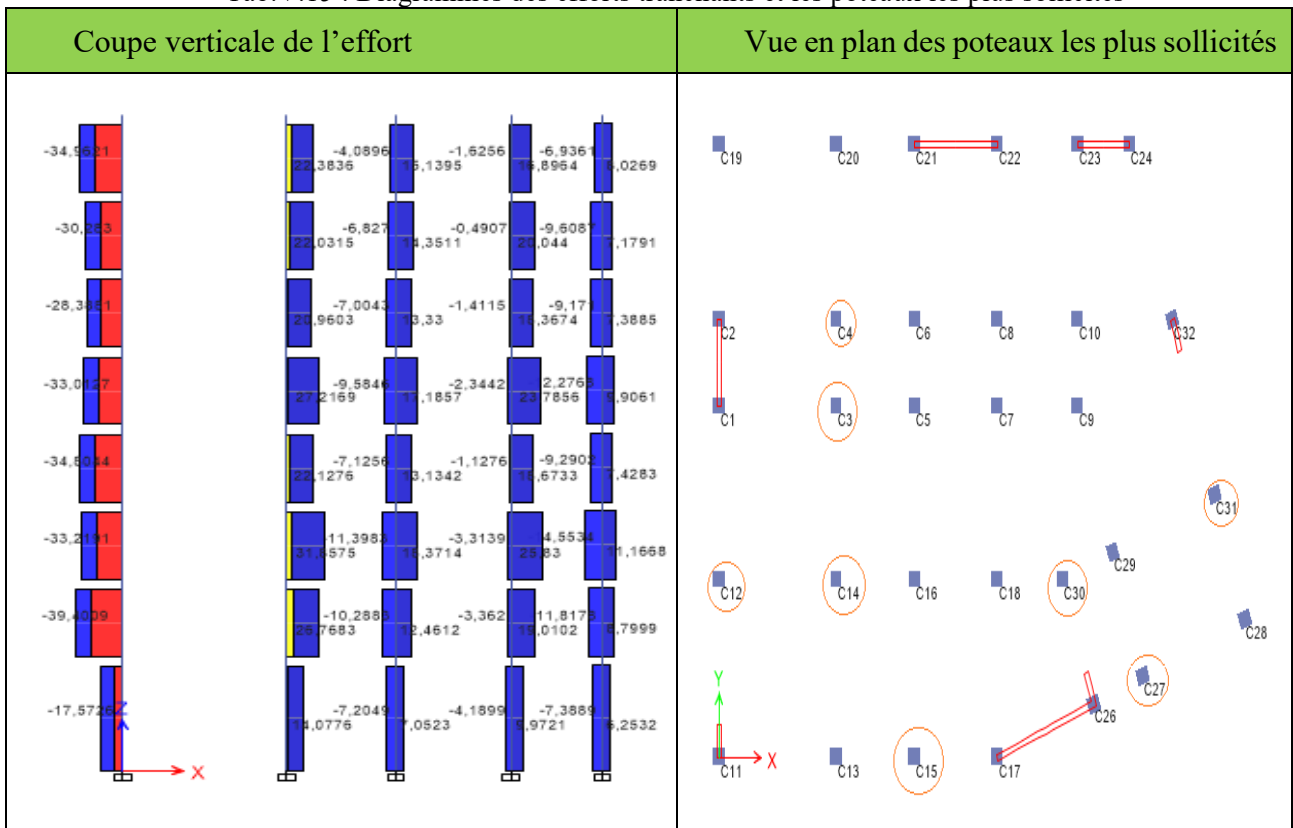
Tab.V.14 sollicitation sismique dans les poteaux





V.3.3. Diagrammes des efforts tranchants

Tab.V.15 : Diagrammes des efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités



V.3.4. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $v = N_d/B_c \times f_{c28} \leq 0,3$ **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

Tab.V.16 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Poteau C14	b×h (m ²)	N _d (KN)	v	Observation
E7	C14	0,09	205,271	0,09112	Vérifier
E6	C14	0,105	397,227	0,15126	Vérifier
E5	C14	0,105	589,0817	0,22431	Vérifier
E4	C14	0,1225	781,546	0,25504	Vérifier
E3	C14	0,14	975,4793	0,27851	Vérifier
E2	C14	0,18	1175,1618	0,26093	Vérifier
E1	C14	0,18	1189,2544	0,26427	Vérifier
RDC	C14	0,25	1600,2041	0,25603	Vérifier

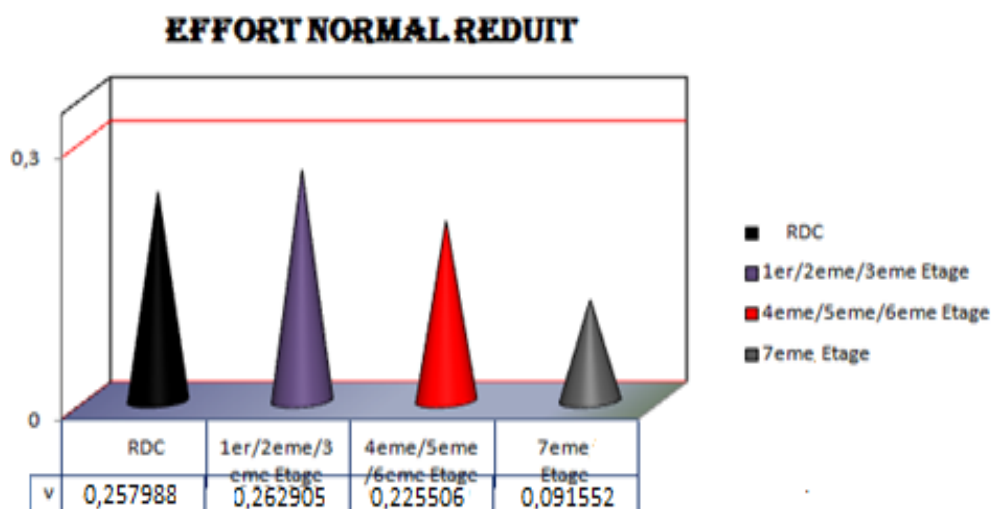


Fig.V.3 : Effort tranchant à la base

Commentaire : La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

V.3.5. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Tab.V.17 : résumé le ferrailage des déferent section de poteau

Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	Type	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$	$A_{RPa}^{max}(cm^2)$		$A_{choisit}(cm^2)$	Ferrailage
							Z^{rec}	Z^{cour}		
Sous-sol +RDC	50×50	2570.51	25.6744	SEC	0	20	100	150	20.36	4T16+8T14
		46.473	52.92	SPC	2.61					
		115.09	84.42	SPC	3.67					
1et2 ^{ème} étage	40×45	1868.56	36.104	SEC	0	14.4	72	108	15.21	4T14+8T12
		108.04	11.51	SPC	0					
		69.06	1133.6	SPC	0					
3 ^{ème} étage	35×40	1327.4	25.24	SEC	0	11.2	56	84	15.21	4T14+8T12
		85.238	11.57	SPC	0					
		69.11	812.5	SPC	0					
4 ^{ème} étage	35×35	1064.7	29.60	SEC	0	9.8	44	73.5	10.68	4T14+4T12
		51.76	10.79	SEC	0.19					
		51.90	652.4	SPC	0					
5et6 ^{ème} étage	30×35	803.62	23.07	SEC	0	8.4	42	63	9.05	8T12
		33.69	8.17	SPC	0.2					
		52.28	300.6	SPC	1.26					
7 ^{ème} étage	30×30	278.49	25.15	SEC	0	7.2	36	54	9.05	8T12
		17.422	12.30	SPC	1.07					
		54.707	146.1	SPC	4.74					

V.3.6. Ferrailage transversale :

Le tableau ci-après (tab5.10) résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tab.V.18 : Armatures transversales des poteaux

Section (cm ²)	\varnothing_{min} (cm)	\varnothing_{min} (cm)	λ_g	λ	V_u	l_r (m)	t_{zone}^{nod} (cm)	t_{zone}^{cour} (cm)	A_t^{nod} (cm ²)	A_t^{cour} (cm ²)	$A_t^{optée}$ (cm ²)	Nbre de barre
50×50	1.6	315	6.3	21.79	47.72	64	10	15	1.5	2.25	3.02	4T10
40×45	1.4	214.2	5.35	18.52	46.92	56	10	15	1.35	2.02	3.02	4T10
35×40	1.4	214.2	6.12	21.17	38.85	56	10	15	1.2	1.8	2.01	4T8
35×35	1.4	214.2	6.12	21.17	38.40	56	10	15	1.05	1.57	2.01	4T8
30×35	1.2	214.2	7.14	24.7	38.29	48	10	15	1.05	1.57	2.01	4T8
30×30	1.2	214.2	7.14	24.7	38.56	48	10	15	0.9	1.35	2.01	4T8

V.3.7. Vérifications

a. Vérification au flambement

Selon le CBA93 (artB.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$\text{On doit vérifier que : } N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b=1.5$; $\gamma_s=1.15$ sont des coefficients de sécurité béton, acier

α : Coefficient fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires,

$l_f = 0.7l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour les poteaux qui ont le même ferrailage

On prendra comme exemple de calcul les poteaux du RDC qui sont les plus élancées.

$$N_d = -2145.6 \text{KN} ; l_f = 315 \text{cm} \Rightarrow \lambda = 21.8 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.788 ; B_r = (0.5 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.2304 \text{m}^2$$

$$N_u = 0.788 \times \left(\frac{0.230 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.28 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 4.186 \text{MN}$$

$$N_d = 4.830 \text{MN} < 12.34 \text{MN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau suivant (Tab.V.19) résume les résultats des autres vérifications

Tab.V.19 : Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	I _r (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	Obs
Sous-sol +RDC	50×50	450	315	21.79	0.788	20.36	0.230	3914.3	2.57	Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème}	40×45	306	214.2	18.52	0.804	15.21	0.1634	2852.2	1.86	Vérifiée
3 ^{ème}	35×40	306	214.2	21.17	0.792	15.21	0.1254	2252.3	1.31	Vérifiée
4 ^{ème}	35×35	306	214.2	21.17	0.792	10.68	0.1089	1878.2	1.06	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème}	30×35	306	214.2	24.7	0.773	9.05	0.0924	1560.2	0.803	Vérifiée
7 ^{ème}	30×30	306	214.2	24.7	0.773	9.05	0.0784	1359.8	0.278	Vérifiée

b)Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \quad \text{béton fibre inférieure}$$

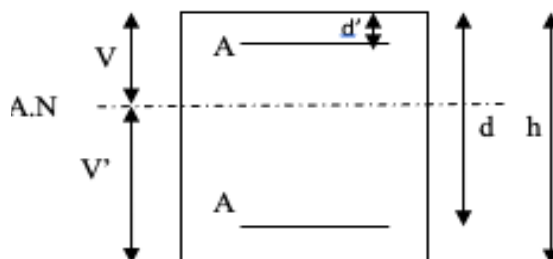


Fig.V.4 : Section d'un poteau

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

(section homogène)

$$M_{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right) S = b \times h + 15(A + A')$$

(section homogène)

$$M_{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right) ; \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2 \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (Tab.V.20) suivant :

Tab.V.20 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er}	2+3 ^{ème}	4 ^{ème}	5+6 ^{ème}	7 ^{ème}
--------	----------	-----	-----------------	--------------------	------------------	--------------------	------------------

Section(cm ²)	50×50	50×50	40×45	35×40	35×35	30×35	30×30
d (cm)	47	47	42	37	32	32	27
A (cm)	20.36	20.36	15.21	15.21	10.68	9.05	9.05
S (m ²)	0.3028	0.3028	0.246	0.1848	0.1539	0.1295	0.0905
V (cm)	25.38	25.38	20.35	19.71	17.26	17.54	18.96
V' (cm)	24.62	24.62	24.65	20.29	17.74	17.46	11.04
I _{yy'} (m ⁴)	0.0117	0.0108	0.0048	0.0026	0.0016	0.0014	0.0008
N _{ser} (MN)	1.8615	1.5607	1.344	1.148	0.767	0.5782	0.2021
M _{ser} (MN.m)	1.8613	1.8613	1.1485	0.9549	0.7649	0.578	0.2021
M _{serG} (MN.m)	0.01809	0.01809	0.0267	0.020	0.0217	0.0215	0.0176
σ _{bc1} (MPa)	0.0677	0.0677	0.0190	0.0310	0.0309	0.0282	0.0234
σ _{bc2} (MPa)	6.14	6.14	4.21	4.4	3.15	2.28	0
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

b. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle

de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad , \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

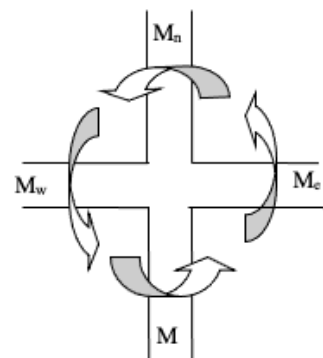


Fig.V.5 : Zone nodale

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (Tab.V.21) suivant :

Tab.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section(cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	b	d(cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs
Sous-sol +RDC	50×50	315	6.3	0.075	0.50	47	41.28	0.175	1.875	Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème}	40×45	214.2	5.35	0.075	0.40	37	47.726	0.247	1.875	Vérifiée
3 ^{ème}	35×40	214.2	6.12	0.075	0.35	32	45.439	0.346	1.875	Vérifiée
4 ^{ème}	35×35	214.2	6.12	0.075	0.35	32	45.947	0.343	1.875	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème}	30×35	214.2	7.14	0.075	0.30	27	36.248	0.474	1.875	Vérifiée
7 ^{ème}	30×30	214.2	7.14	0.075	0.30	27	33.327	0.467	1.875	Vérifiée

c. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$

M_w : moment résistant a gauche du nœud considéré ;

M_e : moment résistant à droit du nœud considéré ;

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré ;

M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré ;

d. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- de la contrainte limite élastique des aciers ;

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec : } z = 0.9 h \quad \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux (Tab.V.22) suivants :

Tab.V.22 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section(cm ²)	h(cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
Sous-sol +RDC	50×50	50	45	20.36	348	318.83
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	40×45	45	40.5	15.21	348	214.36
3 ^{ème} étage	35×40	40	36	15.21	348	190.05
4 ^{ème} étage	35×35	35	31.5	10.68	348	117.04
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	35×30	35	31.5	9.05	348	99.20
7 ^{ème} étage	30×30	30	27	9.05	348	85.03

Tab.V.23 : Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Poutres		h(cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
Sous-sol	PP	Travée	40	36	8.01	348	100.349
		Appui			9.24		115.758
Au 7 ^{ème} étage	PS	Travée	35	31.5	6.88	348	75.418
		Appui			6.88		75.418

e. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab.V.24).

On effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau

- Nœud central (N1)
- Nœud d'angle (N2)

Tab.V.24 : Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	M_N	M_S	M_n+M_s	M_w	$1.25(M_e+M_w)$	observation
Ssol	Pp	318.83	318.83	637.66	100.34	250.87	Vérifiée
	Ps				75.418	188.54	Vérifiée
RDC	Pp	318.83	214.36	533.19	100.34	250.87	Vérifiée
	Ps				75.418	188.545	Vérifiée
1 ^{er} étage	Pp	214.36	214.36	404.41	100.34	250.87	Vérifiée
	Ps				75.418	188.545	Vérifiée
2 ^{eme} étage	Pp	190.05	190.05	380.1	100.34	250.87	Vérifiée
	Ps				75.418	188.545	Vérifiée
3 ^{eme} étage	Pp	190.05	190.05	380.1	100.349	252.437	Vérifiée
	Ps				75.418	188.545	Vérifiée
4 ^{eme} étage	Pp	190.05	190.05	380.1	100.349	250.872	Vérifiée
	Ps				75.418	188.545	Vérifiée
5 ^{eme} étage	Pp	190	117.04	307.09	115.758	252.437	Vérifiée
	Ps				75.418	188.545	Vérifiée
6 ^{eme} étage	Pp	117.04	99.20	216.24	115.758	250.872	Vérifiée
	Ps				75.418	188.545	Vérifiée
7 ^{eme} étage	Pp	99.20	85.0338	184.23	100.349	250.872	Vérifiée
	Ps				74.541	188.545	Vérifiée

D'après le RPA99/version2003 la vérification des zones nodales est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

f. Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

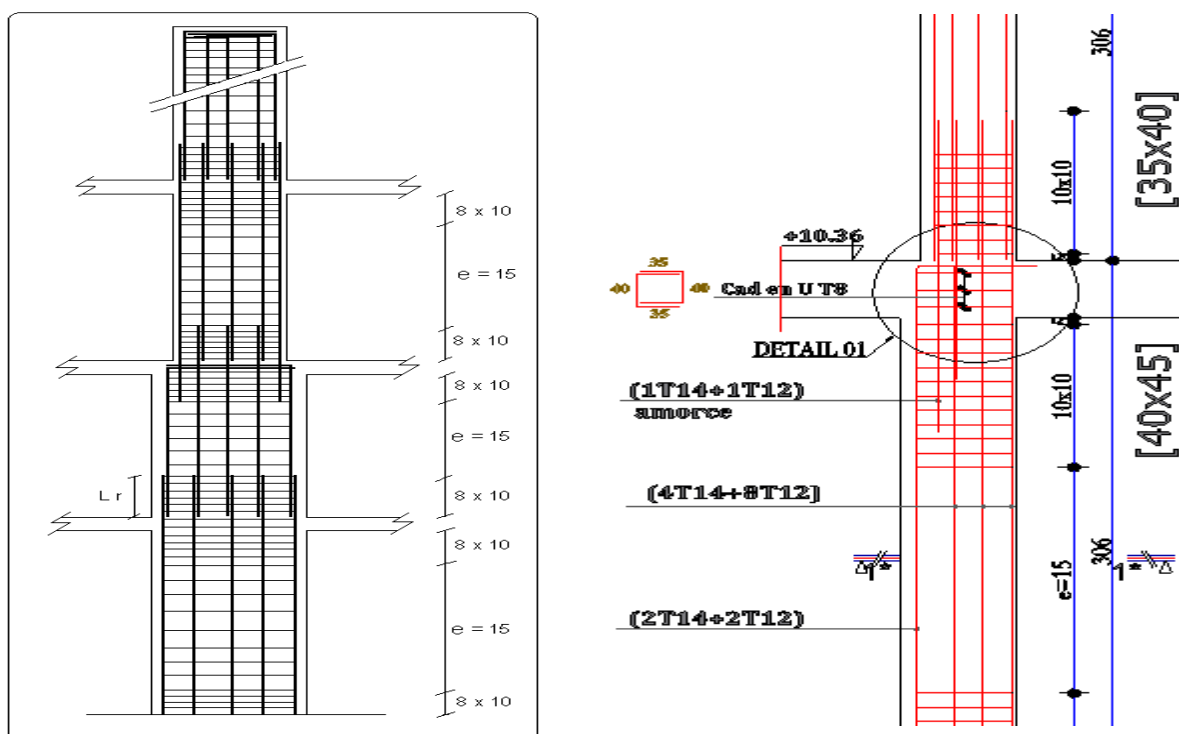
V.4 Ferrailage

Les schémas de ferrailage sont résumés dans la figure suivante

Tab.V.25 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous-sol+ RDC	4T16+8T14	
1 ^{er} +2 ^{ème} Étage	4T14+8T12	
3 ^{ème} étage	4T14+8T12	

<p>4^{ème} étage</p>	<p>4T14+4T12</p>	<p>35 cm</p> <p>35 cm</p> <p>1T12/Face</p> <p>2T14/Face</p> <p>4T8</p>
<p>5^{ème}+6^{ème} étages</p>	<p>8T12</p>	<p>30 cm</p> <p>35 cm</p> <p>3T12/Face</p> <p>4T8</p>
<p>7^{ème} étage</p>	<p>8T12</p>	<p>30 cm</p> <p>35 cm</p> <p>3T12/Face</p> <p>4T8</p>



Tab.V.26 : Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux

V.5 Étude des voiles

V.5.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion ;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant ;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton ;

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q ; \quad 2). G + Q \pm E ; \quad 3). 0.8G \pm E.$$

V.5.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a. a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e \quad \text{Avec } \begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue} \\ e : \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la Longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. b). Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 30° ayant une longueur de 10Φ .

c. c). Règles communes (armature verticales et horizontales)

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\% \times b \times h & \text{dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0.10\% \times b \times h & \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5 * e, 30\text{cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

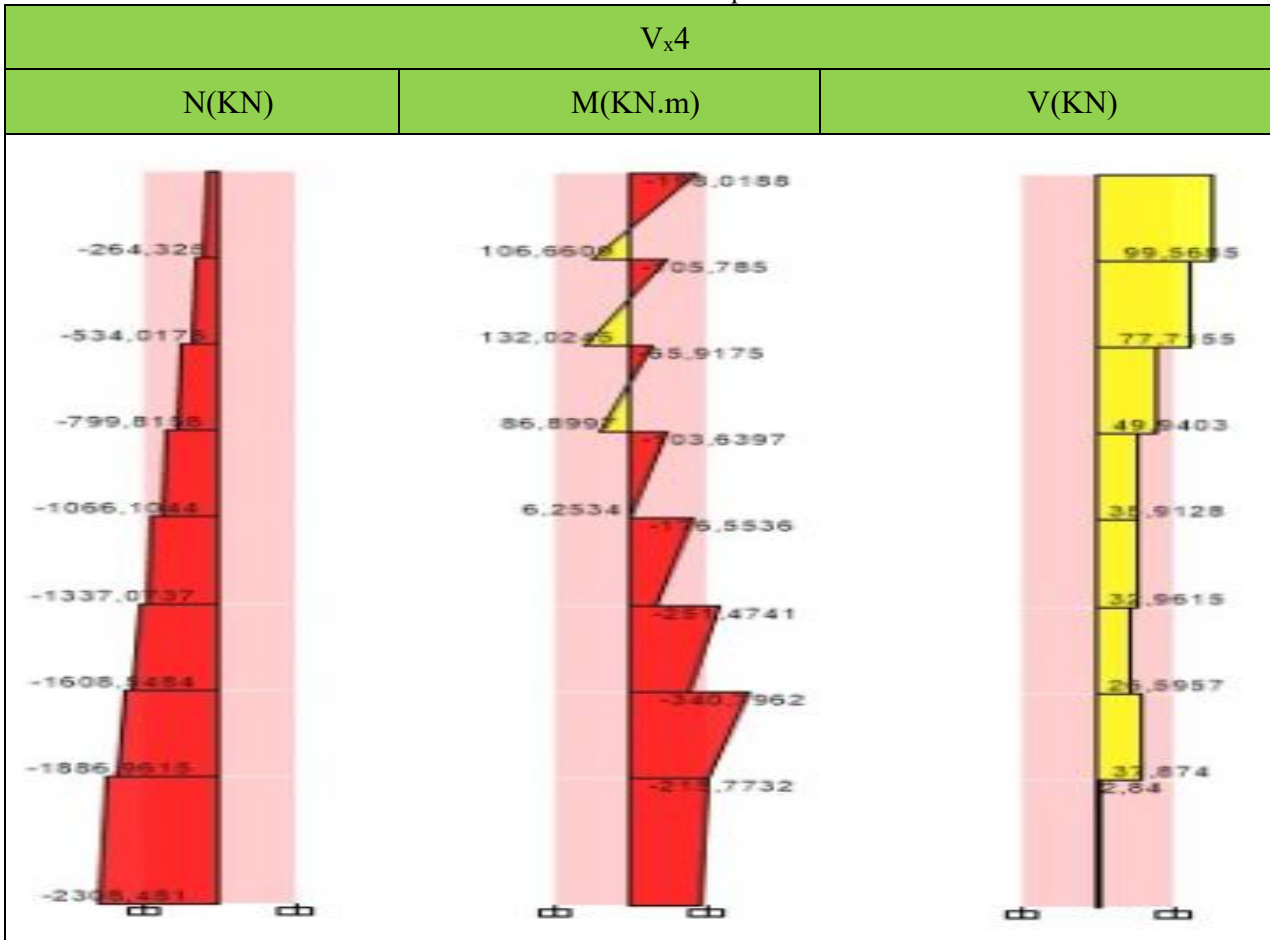
Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.3. Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal

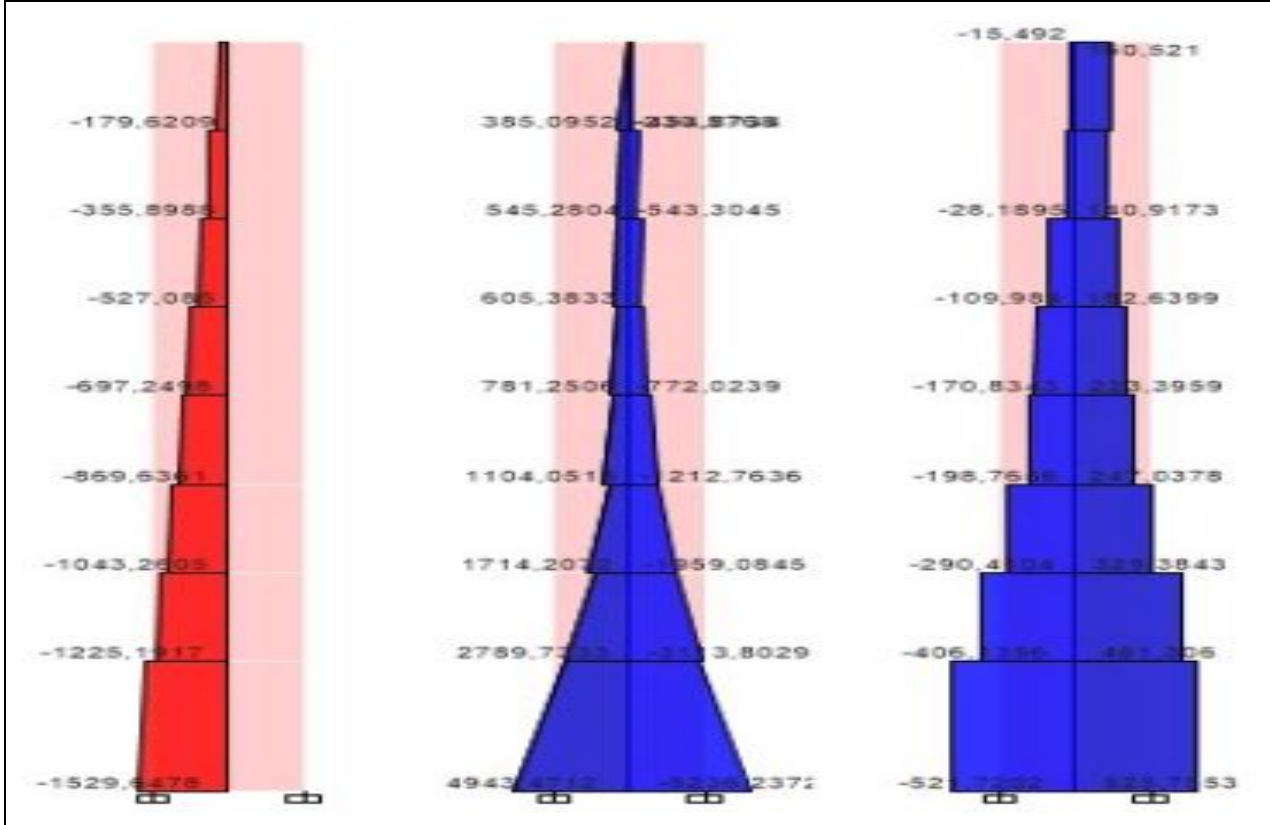
Sous combinaison statique et sismique :

Les voiles les plus sollicités (V_x et V_y) sont résumées dans le tableau Tab.V.27.

Tab.V.27 : Sollicitation statique dans les voiles



Coupe verticale des sollicitations statique (N,M,et V)



Coupe verticale des sollicitations sismique (N,M,et V)

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS alors les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V.28 : sollicitation statique dans le voile V_{x4}

Niveau	Voile (V _{x4})			
	Combinaison	N(KN)	M(kn.m)	V(KN)
S-sol+Rdc+ 1 ^{er} +2 ^{eme} étage	0.8G+E _x	1029.16	4955.52	536.0554
3+4+5+ 6+7 ^{eme} étage	0.8G+E _x	583.89	1095.98	248.636

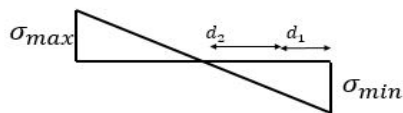
V.5.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

- 1.calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min}
- 2.on découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur d donnés par :
- 3.calcul les longueurs 'L_c'et 'L_t' :

avec $\left\{ \begin{array}{l} N: \text{effort normal appliqué.} \\ M: \text{Moment fléchissant appliqué} \\ A: \text{Section transversale du voile} \\ V: \text{bras de levier.} \\ I: \text{Inertie du voile} \\ L_c: \text{longueur de la zone comprimée} \\ L_t: \text{longueur de la zone tendue} \end{array} \right.$

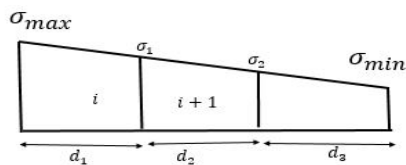
On distingue 3 cas ; le premier est la section partiellement comprimée ; la deuxième section entièrement comprimée ; et la dernière section entièrement tendue.



$$(\sigma_{max} \times \sigma_{max}) < 0$$

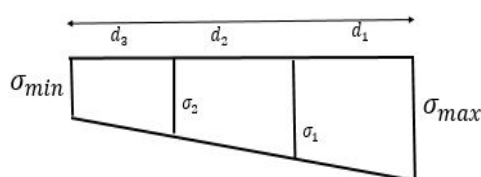
Le volume des contraintes de traction N

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}} \end{cases}$$



$$(\sigma_{max} ; \sigma_{max}) > 0$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 \times \sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i - Bfb}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s2}} \end{cases}$$



$$(\sigma_{max} ; \sigma_{max}) < 0$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 \times \sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}} \end{cases}$$

Si : $A_{vi} \leq A_{min} = 0.20\% . e . L$
 $\Rightarrow A_{retenue} = A_{min}$
 Si non : $\Rightarrow A_{retenue} = A_{vi}$

V.5.5. Les Voiles à étudier

Les caractéristiques géométriques des voiles V_{x4}, V_{y1} ; V_{x1}

V_{x4}(S-sol ; RDC ; 1^{er} ; 2^{ème})

Base Material
BETON_fc28=2525

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 180 | deg

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	1,545
Ycg (m)	0,25
Analysis Properties	
Area (m ²)	0,918
AS2 (m ²)	0,5809
AS3 (m ²)	0,8107
I22 (m ⁴)	0,01181
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	1,001085
J (m ⁴)	0,025643
Design Properties	
R22 (m)	0,11342
R33 (m)	1,04427
S22 Negative (m ²)	0,04724
S22 Positive (m ²)	0,04724
S33 Negative (m ²)	0,647951
S33 Positive (m ²)	0,647951
Z22 (m ²)	0,0834
Z33 (m ²)	0,865905
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	1,001085
I Minor (m ⁴)	0,01181
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0
PNA Offset 3 (m)	0

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{x4}(3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} ; 6^{ème} ; 7^{ème})

Base Material
BETON_fc28=2525

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 180 | de

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	1,495
Ycg (m)	0,175
Analysis Properties	
Area (m ²)	0,718
AS2 (m ²)	0,5346
AS3 (m ²)	0,6581
I22 (m ⁴)	0,004318
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	0,648358
J (m ⁴)	0,012646
Design Properties	
R22 (m)	0,07755
R33 (m)	0,95027
S22 Negative (m ²)	0,024676
S22 Positive (m ²)	0,024676
S33 Negative (m ²)	0,433684
S33 Positive (m ²)	0,433684
Z22 (m ²)	0,0464
Z33 (m ²)	0,602405
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	0,648358
I Minor (m ⁴)	0,004318
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0
PNA Offset 3 (m)	0

V_{y1}(S-sol ; RDC ; 1^{er} ; 2^{ème})

Base Material
BETON_fc28=2525

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 0,007 | c

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	2,68044
Ycg (m)	0,32023
Analysis Properties	
Area (m ²)	1,3388
AS2 (m ²)	0,9527
AS3 (m ²)	1,1128
I22 (m ⁴)	0,013213
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	4,013193
J (m ⁴)	0,031166
Design Properties	
R22 (m)	0,09934
R33 (m)	1,73136
S22 Negative (m ²)	0,041294
S22 Positive (m ²)	0,04117
S33 Negative (m ²)	1,497204
S33 Positive (m ²)	1,543502
Z22 (m ²)	0,10385
Z33 (m ²)	2,057034
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	4,013193
I Minor (m ⁴)	0,013213
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0,00303
PNA Offset 3 (m)	-0,00017

V_{y1}(3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} ; 6^{ème} ; 7^{ème})

Base Material
BETON_fc28=2525

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 0,013 | d

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	2,59208
Ycg (m)	0,24757
Analysis Properties	
Area (m ²)	1,1498
AS2 (m ²)	0,8983
AS3 (m ²)	1,0062
I22 (m ⁴)	0,006581
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	2,926776
J (m ⁴)	0,018519
Design Properties	
R22 (m)	0,07566
R33 (m)	1,59548
S22 Negative (m ²)	0,026638
S22 Positive (m ²)	0,026477
S33 Negative (m ²)	1,129111
S33 Positive (m ²)	1,158727
Z22 (m ²)	0,071086
Z33 (m ²)	1,605057
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	2,926776
I Minor (m ⁴)	0,006581
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0,00141
PNA Offset 3 (m)	-0,00015

V_{x1}(S-sol ; RDC ; 1^{er} ; 2^{ème})

Base Material
BETON_fc28=2525

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 0,007 | d

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	2,68044
Ycg (m)	0,32023
Analysis Properties	
Area (m ²)	1,3388
AS2 (m ²)	0,9527
AS3 (m ²)	1,1128
I22 (m ⁴)	0,013213
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	4,013193
J (m ⁴)	0,031166
Design Properties	
R22 (m)	0,09934
R33 (m)	1,73136
S22 Negative (m ²)	0,041294
S22 Positive (m ²)	0,04117
S33 Negative (m ²)	1,497204
S33 Positive (m ²)	1,543502
Z22 (m ²)	0,10385
Z33 (m ²)	2,057034
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	4,013193
I Minor (m ⁴)	0,013213
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0,00303
PNA Offset 3 (m)	-0,00017

V_{x1}(3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} ; 6^{ème} ; 7^{ème})

Base Material
BETON_fc28=2525

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 0,013 | de

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	2,59208
Ycg (m)	0,24757
Analysis Properties	
Area (m ²)	1,1498
AS2 (m ²)	0,8983
AS3 (m ²)	1,0062
I22 (m ⁴)	0,006581
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	2,926776
J (m ⁴)	0,018519
Design Properties	
R22 (m)	0,07566
R33 (m)	1,59548
S22 Negative (m ²)	0,026638
S22 Positive (m ²)	0,026477
S33 Negative (m ²)	1,129111
S33 Positive (m ²)	1,158727
Z22 (m ²)	0,071086
Z33 (m ²)	1,605057
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	2,926776
I Minor (m ⁴)	0,006581
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0,00141
PNA Offset 3 (m)	-0,00015

Area (m²)

Tab.V.29 : ferrailage voile V_{x4} S-sol ; RDC ; 1^{er} ; 2^{ème}

Tab.V.30 : ferrailage du voile V_{x4} (3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/RDC

Voile V1/4-5-6

I.°/ Caracteristiques géométriques

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3,09	B (m ²) =	0,918
e (m) =	0,2	I (m ³) =	1,001
V' (m) =	1,545	h (m) =	4,5
V (m) =	1,545		

L (m) =	3,09	B (m ²) =	0,718
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,648
V' (m) =	1,495	h (m) =	3,06
V (m) =	1,595		

II.°/ Calcul Des Contraintes

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1029,1668	σ _{max} (KN /m ²)	8769,735
M (KN.m)	4955,5253	σ _{min} (KN /m ²)	-6527,542
V (KN)	536,0554	L _c (m)	1,772
		L _t (m)	1,318

N (KN)	583,8985	σ _{max} (KN /m ²)	3501,07
M (KN.m)	1091,988	σ _{min} (KN /m ²)	-1706,096
V (KN)	248,6318	L _c (m)	2,078
		L _t (m)	1,012

→ Section Partiellement comprimée

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (Mpa)	5

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (Mpa)	5

d (m) ≤ 1,19

d (m) ≤ 1,39

Prendre 3 Tronçons

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,5	d2 (m)	0,5	d3 (m)	0,318
e1 (m)	0,5	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-4051,2363	σ2 (KN/m ²)	-1574,9305	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-1322,348	N2 (KN)	-281,309	N3 (KN)	-50,083
Av1 (cm ²)	33,0587	Av2 (cm ²)	7,0328	Av3 (cm ²)	1,2521

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,35	d2 (m)	0,5	d3 (m)	0,162
e1 (m)	0,35	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-1116,0431	σ2 (KN/m ²)	-273,1103	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-172,857	N2 (KN)	-69,458	N3 (KN)	-4,425
Av1 (cm ²)	4,3215	Av2 (cm ²)	1,7365	Av3 (cm ²)	0,1107

2°/ Aramature de couture

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 14,741524

Avj (cm²) 6,8373745

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	13,77
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	6,18
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	8,272

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	10,77
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	6,18
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	5,098

4°/ Espacement des barres

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

5°/ Ferrailage choisie

12T20 ≅ 37,7 cm ²	2*(4T12)/15cm = 9,05 cm ²	2 nappes T10/15
------------------------------	--------------------------------------	-----------------

4T14+8T12 ≅ 15,21 cm ²	2*(4T10)/15cm = 6,28 cm ²	2 nappes T10/15
-----------------------------------	--------------------------------------	-----------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	8,264675	AH2 (cm ²)	1,7582	AH3 (cm ²)	0,313025
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

AH1 (cm ²)	1,080375	AH2 (cm ²)	0,434125	AH3 (cm ²)	0,027675
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

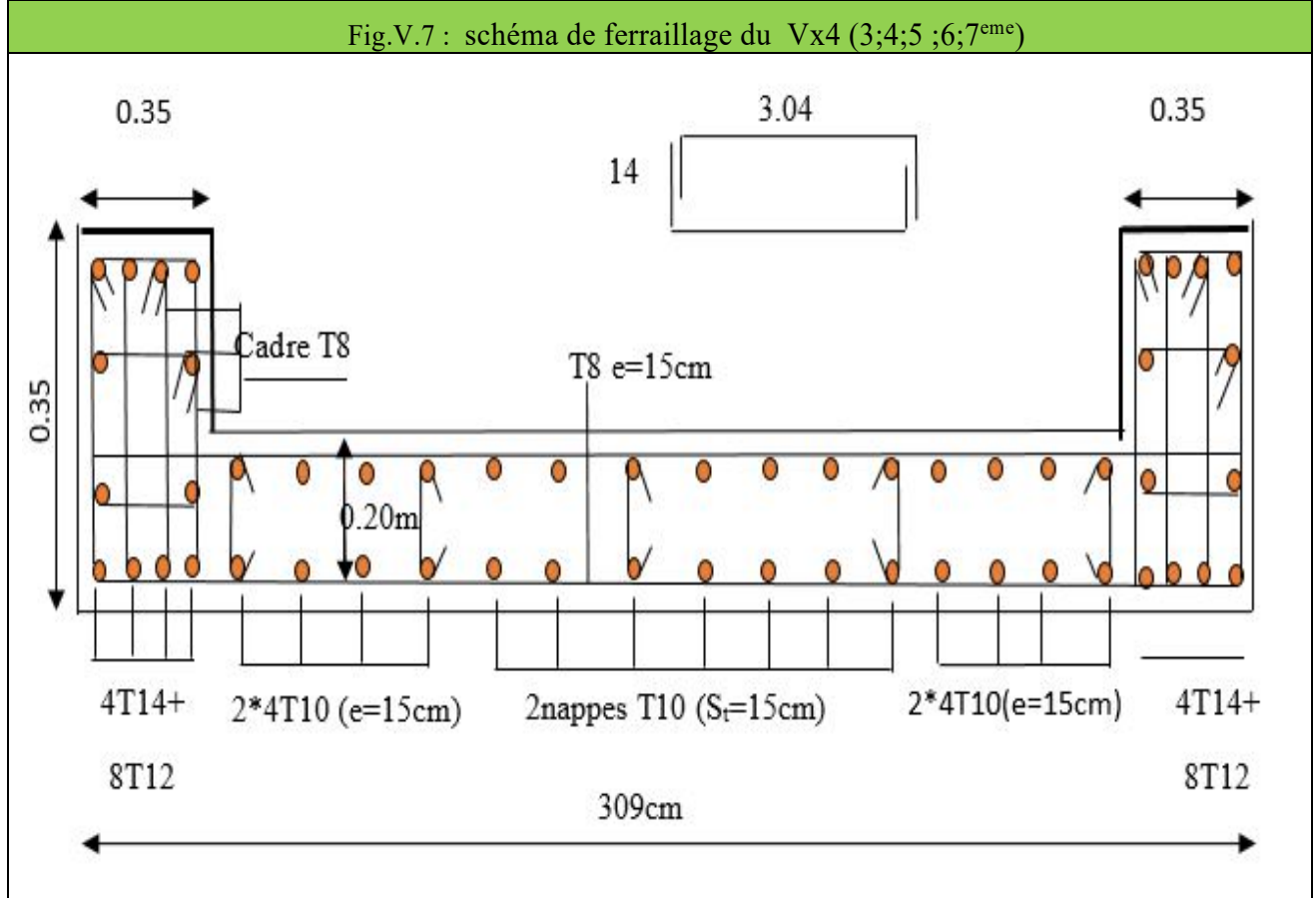
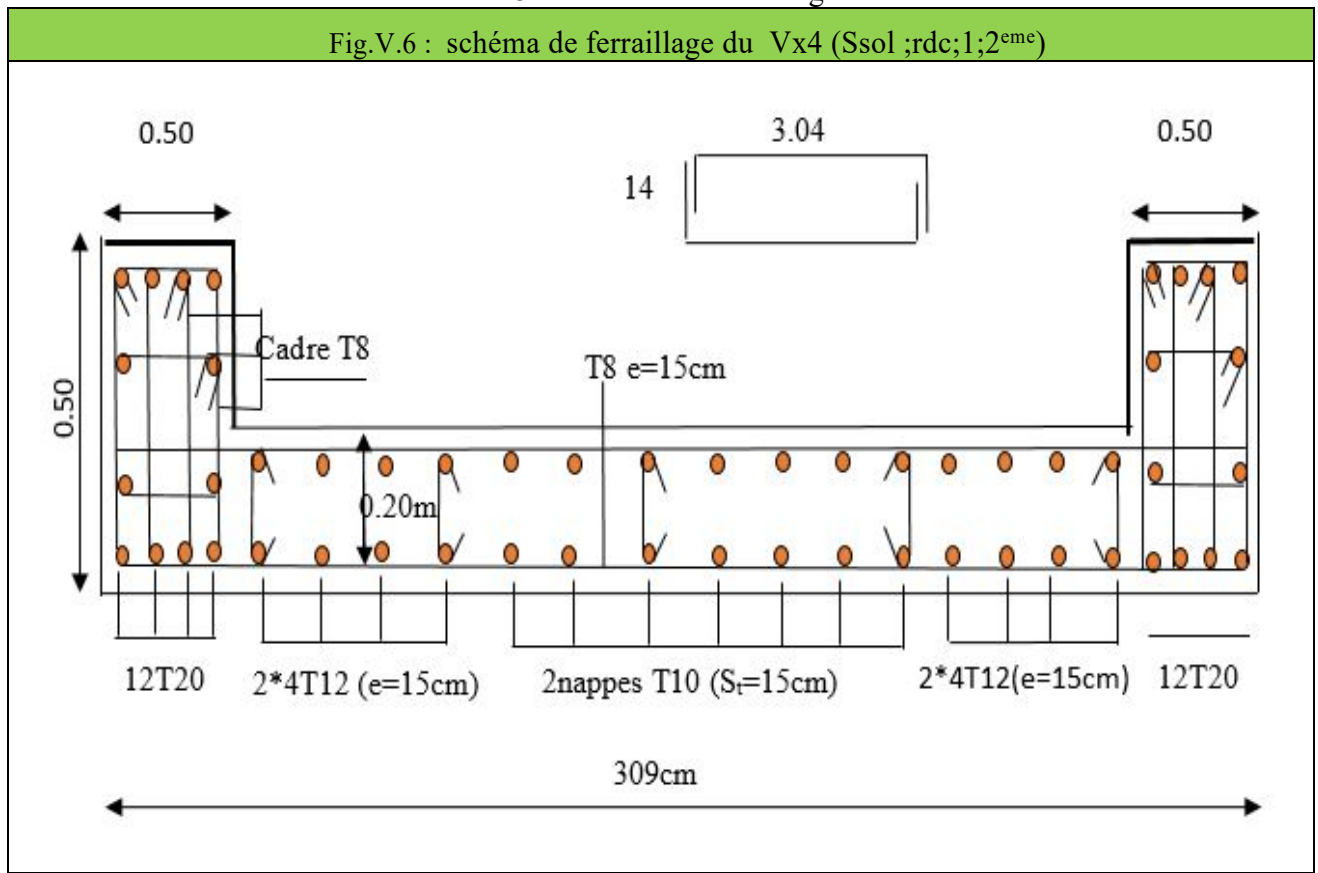
IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	750,47756	τ (MPA)	1,214364984	≤	τ _{adm} (MPA)	5
-------------	-----------	-----------	-------------	---	--------------------------	---

1,4V (KN)	348,08452	τ (MPA)	0,56324356	≤	τ _{adm} (MPA)	5
-------------	-----------	-----------	------------	---	--------------------------	---

V.5.6. Schémas de ferrailage Vx4

Tab.V.31 : Schéma de ferrailage du Vx4



Tab.V.32 : ferrailage du voile Vy1 (ssol ;rdc ;1^{er} ;2^{eme})

Tab.V.33 : ferrailage du voile Vy1 (3 ;4;5 ;6;7^{eme})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/RDC

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	4,72	B (m ²) =	1,33
e (m) =	0,2	I (m ³) =	4,031
V' (m) =	2,68	h (m) =	4,5
V (m) =	2,04		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	789,2511	σ_{max} (KN /m ²)	4336,079
M (KN.m)	7395,4155	σ_{min} (KN /m ²)	-4323,402
V (KN)	658,7233	Lc (m)	2,364
		Lt (m)	2,356

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPa)	5

$d (m) \leq 1,58$ Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,5	d2 (m)	1	d3 (m)	0,856
e1 (m)	0,5	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-3405,8719	σ_2 (KN/m ²)	-1570,8116	σ_3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-966,16	N2 (KN)	-497,669	N3 (KN)	-134,462
Av1 (cm ²)	24,154	Av2 (cm ²)	12,4418	Av3 (cm ²)	3,3616

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 18,114891

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	19,95
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	9,44
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	12,424

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T20+8T16	2*(8T12)/15cm	2 nappes
≅28,65 cm ²	≅18,10 cm ²	T10/15

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	6,0385	AH2 (cm ²)	3,11045	AH3 (cm ²)	0,8404
------------------------	--------	------------------------	---------	------------------------	--------

Cadre

2*7T8	2*7T8 e=15cm	2*7T8 e=15cm
e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	/ml ≅ 7.04 cm ²	/ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	922,21262	τ_{adm} (MPa)	5
τ (MPa)	0,976920148		

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/4-5-6

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	4,72	B (m ²) =	1,149
e (m) =	0,2	I (m ³) =	2,93
V' (m) =	2,59	h (m) =	3,06
V (m) =	2,13		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	534,0789	σ_{max} (KN /m ²)	2494,283
M (KN.m)	2791,7012	σ_{min} (KN /m ²)	-2002,929
V (KN)	477,8268	Lc (m)	2,618
		Lt (m)	2,102

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPa)	5

$d (m) \leq 1,53$ Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,35	d2 (m)	1	d3 (m)	0,752
e1 (m)	0,35	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-1669,4252	σ_2 (KN/m ²)	-716,557	σ_3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-224,932	N2 (KN)	-238,599	N3 (KN)	-53,886
Av1 (cm ²)	5,6233	Av2 (cm ²)	5,965	Av3 (cm ²)	1,3472

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 13,140237

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	17,235
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	9,44
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	9,458

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T16+8T14	2*(8T10)/15cm	2 nappes
≅15,21 cm ²	≅12,57 cm ²	T10/15

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	1,405825	AH2 (cm ²)	1,49125	AH3 (cm ²)	0,3368
------------------------	----------	------------------------	---------	------------------------	--------

Cadre

2*7T8	2*7T8 e=15cm	2*7T8 e=15cm
e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	/ml ≅ 7.04 cm ²	/ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	668,95752	τ_{adm} (MPa)	5
τ (MPa)	0,708641441		

Tab.V.35 : ferrailage du voile Vx1 + Ex (ssol ;rdc ;1^{er} ;2^{ème})

Tab.V.36 : ferrailage du voile Vx1 + Ex(3 ;4;5 ;6;7^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/RDC

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,25	B (m ²) =	0,425
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,05
V' (m) =	0,47	h (m) =	4,5
V (m) =	0,78		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	599,4264	σ _{max} (KN / m ²)	5760,618
M (KN.m)	278,8591	σ _{min} (KN / m ²)	-1210,861
V (KN)	60,2251	L _c (m)	1,033
		L _t (m)	0,217

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 0,69 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,5	d2 (m)	0	d3 (m)	0
e1 (m)	0,5	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	1579,1414	σ2 (KN/m ²)	1579,1414	σ3 (KN/m ²)	1579,1414
N1 (KN)	46,036	N2 (KN)	0	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	1,1509	Av2 (cm ²)	0	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 1,6561903

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	6,375
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,5
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	5

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T14+8T12	2 nappes	2 nappes
≅20,36 cm ²	T10/15cm	T10/15

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,287725	AH2 (cm ²)	0	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7,04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7,04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7,04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	84,31514	τ (MPA)	0,33726056	≤	τ _{adm} (MPA)	5
-------------	----------	-----------	------------	---	--------------------------	---

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/4-5-6

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,25	B (m ²) =	0,32
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,039
V' (m) =	0,5	h (m) =	3,06
V (m) =	0,75		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	345,0298	σ _{max} (KN / m ²)	2514,601
M (KN.m)	74,6919	σ _{min} (KN / m ²)	120,63
V (KN)	62,6481	L _c (m)	1,193
		L _t (m)	0,057

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 0,8 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,35	d2 (m)	0	d3 (m)	0
e1 (m)	0,35	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-620,0806	σ2 (KN/m ²)	-620,0806	σ3 (KN/m ²)	-620,0806
N1 (KN)	-30,592	N2 (KN)	0	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	0,7648	Av2 (cm ²)	0	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 1,7228228

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	4,8
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,5
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	2,45

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T14+8T12	2 nappes	2 nappes
=15,21cm ²	T10/15cm	T10/15

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,1912	AH2 (cm ²)	0	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7,04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7,04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7,04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	87,70734	τ (MPA)	0,35082936	≤	τ _{adm} (MPA)	5
-------------	----------	-----------	------------	---	--------------------------	---

Tab.V.37 : ferrailage du voile Vx1 - Ex (ssol ;rdc ;1^{er} ;2^{eme})

Tab.V.38 : ferrailage du voile Vx1 - Ex(3 ;4;5 ;6;7^{eme})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/RDC

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,25	B (m ²) =	0,425
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,05
V' (m) =	0,47	h (m) =	4,5
V (m) =	0,78		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	599,4264	σ _{max} (KN /m ²)	5760,618
M (KN.m)	278,8591	σ _{min} (KN /m ²)	-1210,861
V (KN)	60,2251	L _c (m)	1,033
		L _t (m)	0,217

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,69 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,1	d2 (m)	0,3	d3 (m)	0
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-652,8606	σ2 (KN/m ²)	1021,1409	σ3 (KN/m ²)	1021,1409
N1 (KN)	-18,638	N2 (KN)	11,049	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	0,466	Av2 (cm ²)	0,2763	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 1,6561903

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	6,375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	1,6

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(2T14)=6, 16 cm ² /10 cm	2*(3T12) = 6,79 cm ² /15cm	2 nappes T10/10
---	--	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,1165	AH2 (cm ²)	0,069075	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

I,4V (KN)	84,31514	τ _{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,33726056		

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/4-5-6

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,25	B (m ²) =	0,32
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,039
V' (m) =	0,5	h (m) =	3,06
V (m) =	0,75		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	345,0298	σ _{max} (KN /m ²)	2514,601
M (KN.m)	74,6919	σ _{min} (KN /m ²)	120,63
V (KN)	62,6481	L _c (m)	1,193
		L _t (m)	0,057

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,8 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,1	d2 (m)	0	d3 (m)	0
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-91,0016	σ2 (KN/m ²)	-91,0016	σ3 (KN/m ²)	-91,0016
N1 (KN)	0,297	N2 (KN)	0	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	0,0075	Av2 (cm ²)	0	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 1,7228228

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	4,8
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	0,4

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(2T12)=4, 52 cm ² /10cm	2 nappes T10/15cm	2 nappes T10/15
---	----------------------	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,001875	AH2 (cm ²)	0	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

I,4V (KN)	87,70734	τ _{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,35082936		

V.5.8. Schémas de ferrailage voile Vx1

Tab.V.39 : schéma de ferrailage du Vy1

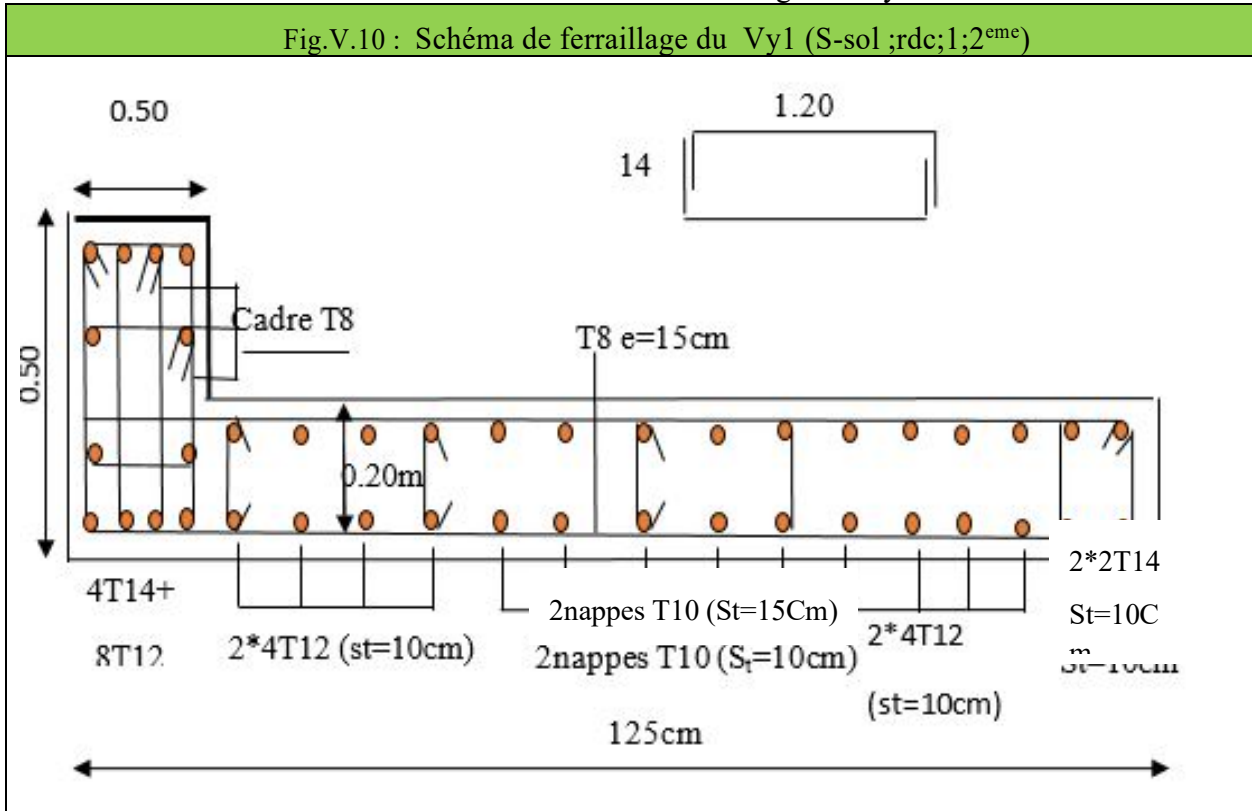
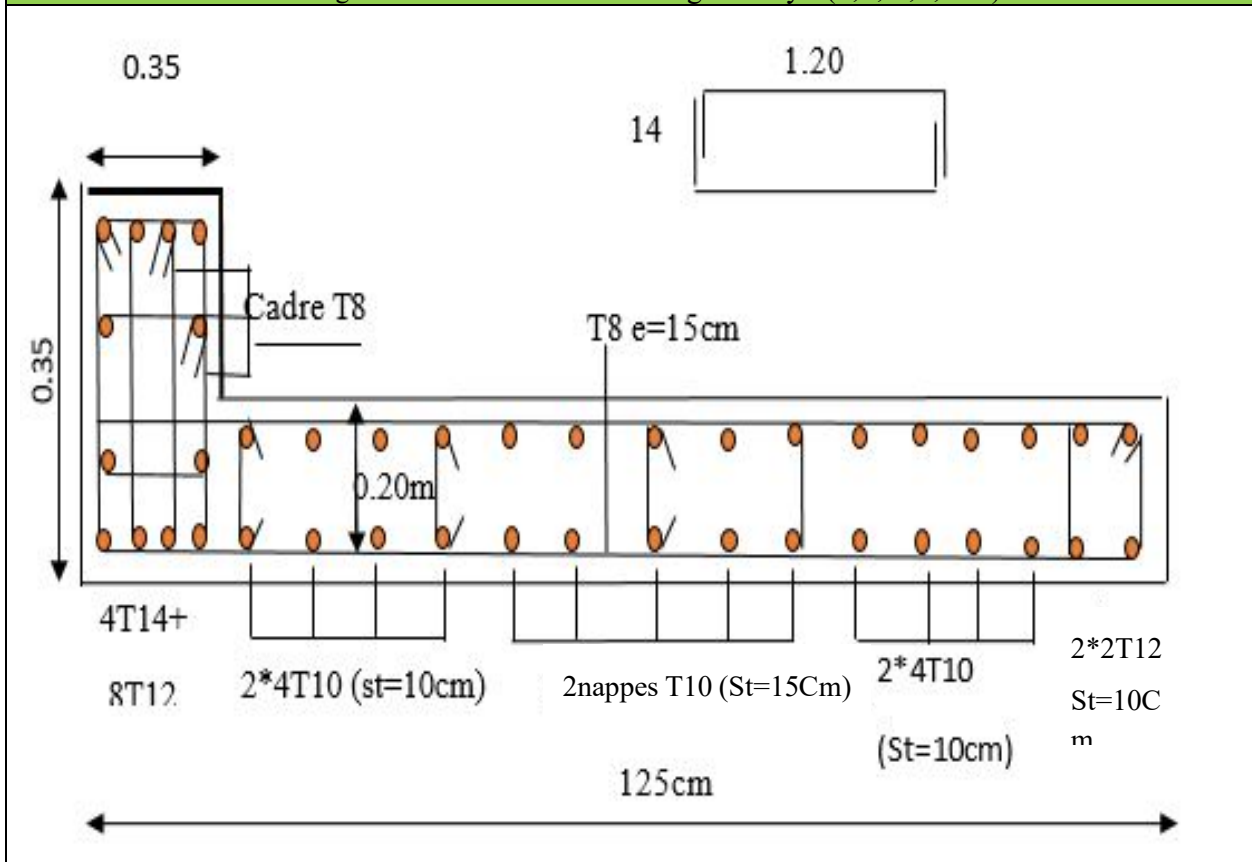


Fig.V.11 : Schéma de ferrailage du Vy1 (3;4;5 ;6;7^{ème})



V.5.9. Ferrailages des linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, N). On devra disposer :

- ✗ Des aciers longitudinaux de flexion (A_l) ;
- ✗ Des aciers transversaux (A_t) ;
- ✗ Des aciers en partie courante (acier de peau (A_c)).

Premiers cas : $\tau_b \leq 0.006 f_{c28}$

a. Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_1 \geq \frac{M}{z \times f_e} ; \text{ Avec } z = h - 2d'$$

Ou h : est la hauteur totale du linteau ; d' : est la distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant (V).

b. Aciers transversaux :

Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a : $s \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V}$

s = espacement des cours d'armatures transversales ;

A_t = section d'un cours d'armature transversale ;

$Z = h - 2d'$;

V = effort tranchant dans la section considérée ;

l = portée du linteau .

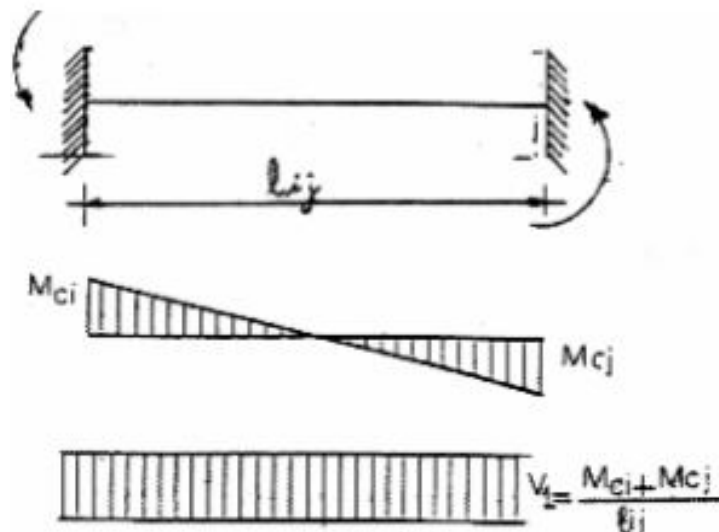
Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir : $s \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V \times A_t \times f_e}$

$$V = \min(V_1, V_2) ; \quad V_2 = 2 V_u ; \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_{ci} = A_l f_e z$

Avec $z = h - 2d'$



Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement (voir figure 7.11)

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec } \tan \alpha = \frac{h-2d'}{l};$$

Et $V = \bar{V}$ (sans majoration)

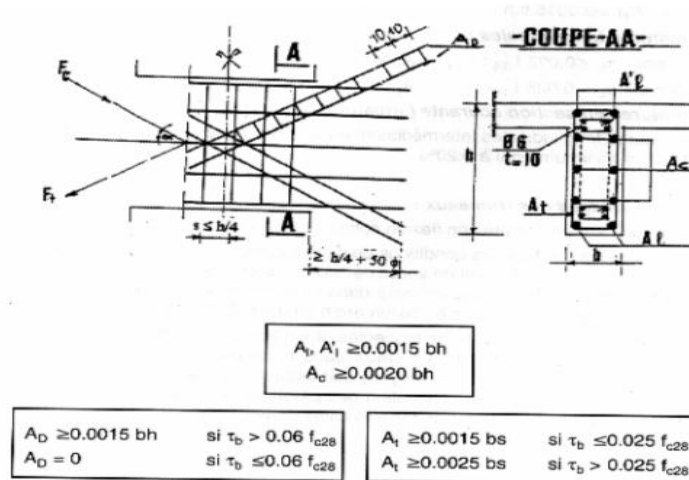


Figure 7.11 Armatures de linteaux

Ferrailage minimal :

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015.b.h \text{ (0,15\%)}$$

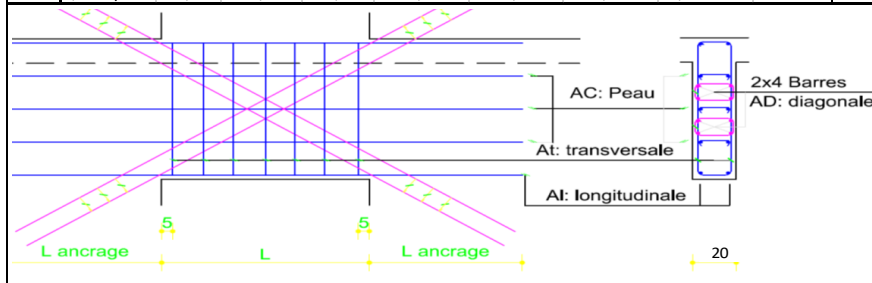
b) Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} : \quad A_t \geq 0,0015 . b.s. \text{ (0,15\%)}$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} : \quad A_t > 0,0025.b.s \text{ (0,25\%)}$$

c) Armatures en section courante (armatures de peau) Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

Linteau : S1															
	Comb	bo (m)	l (m)	h (m)	Vu (KN)	M (KN.m)	\underline{V}	tb (MPa)	$\underline{t_b}$ (MPa)		0,06* $\underline{t_b}$	A _D	L (m)	A _D (cm ²)	A _L (cm ²)
Etag 6-7	ELU	0,2	0,7	0,8	30,0977	10,2648	42,13678	0,29261653	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0	0,7	/	1,28
	G+Q+Ex Max	0,2	0,7	0,8	135,2694	47,6611	189,37716	1,31511917	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD ≠ 0			
	G+Q+Ex Min	0,2	0,7	0,8	-91,5807	-32,7546	-128,21298	-0,89036792	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	G+Q+Ey Max	0,2	0,7	0,8	74,6477	26,2171	104,50678	0,72574153	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	G+Q+Ey Min	0,2	0,7	0,8	-30,959	-11,3106	-43,3426	-0,30099028	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ex Max	0,2	0,7	0,8	127,6587	45,0879	178,72218	1,24112625	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ex Min	0,2	0,7	0,8	-99,1914	-35,3277	-138,86796	-0,96436083	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ey Max	0,2	0,7	0,8	67,037	23,644	93,8518	0,65174861	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ey Min	0,2	0,7	0,8	-38,5697	-13,8837	-53,99758	-0,37498319	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	Etag 5	ELU	0,2	0,7	0,8	27,6417	9,0063	38,69838	0,26873875	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5			
G+Q+Ex Max		0,2	0,7	0,8	209,5603	74,1742	293,38442	2,03739181	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD ≠ 0			
G+Q+Ex Min		0,2	0,7	0,8	-169,5873	-61,1535	-237,42222	-1,64876542	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
G+Q+Ey Max		0,2	0,7	0,8	105,1296	36,9882	147,18144	1,02209333	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
G+Q+Ey Min		0,2	0,7	0,8	-65,1566	-23,9675	-91,21924	-0,63346694	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ex Max		0,2	0,7	0,8	202,0431	71,7131	282,86034	1,96430792	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ex Min		0,2	0,7	0,8	-177,1045	-63,6146	-247,9463	-1,72184931	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ey Max		0,2	0,7	0,8	97,6124	34,5271	136,65736	0,94900944	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ey Min		0,2	0,7	0,8	-72,6738	-26,4286	-101,74332	-0,70655083	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
Etag 4		ELU	0,2	0,7	0,8	29,3599	8,4669	41,10386	0,28544347	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0	0,7	4,57
	G+Q+Ex Max	0,2	0,7	0,8	266,6852	93,5922	373,35928	2,59277278	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD ≠ 0			
	G+Q+Ex Min	0,2	0,7	0,8	-224,2975	-81,3894	-314,0165	-2,18067014	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	G+Q+Ey Max	0,2	0,7	0,8	135,2842	47,213	189,39788	1,31526306	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	G+Q+Ey Min	0,2	0,7	0,8	-92,8965	-35,0101	-130,0551	-0,90316042	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ex Max	0,2	0,7	0,8	258,4558	91,1452	361,83812	2,51276472	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ex Min	0,2	0,7	0,8	-232,5269	-83,8364	-325,53766	-2,26067819	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ey Max	0,2	0,7	0,8	127,0548	44,766	177,87672	1,235255	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ey Min	0,2	0,7	0,8	-101,1259	-37,4571	-141,57626	-0,98316847	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	Etag 3	ELU	0,2	0,7	0,8	26,4378	7,1293	37,01292	0,25703417	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0		
G+Q+Ex Max		0,2	0,7	0,8	296,8572	104,3595	415,60008	2,88611167	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD ≠ 0			
G+Q+Ex Min		0,2	0,7	0,8	-258,676	-94,0876	-362,1464	-2,51490556	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
G+Q+Ey Max		0,2	0,7	0,8	163,554	57,0417	228,9756	1,59010833	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
G+Q+Ey Min		0,2	0,7	0,8	-125,3728	-46,7698	-175,52192	-1,21890222	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ex Max		0,2	0,7	0,8	289,4898	102,288	405,28572	2,81448417	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ex Min		0,2	0,7	0,8	-266,0435	-96,1591	-372,4609	-2,58653403	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ey Max		0,2	0,7	0,8	156,1866	54,9702	218,66124	1,51848083	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ey Min		0,2	0,7	0,8	-132,7403	-48,8412	-185,83642	-1,29053069	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
Etag 2		ELU	0,2	0,7	0,75	24,6176	3,6196	34,46464	0,25529363	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0	0,6875	7,35
	G+Q+Ex Max	0,2	0,7	0,75	415,1098	144,6352	581,15372	4,30484237	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD ≠ 0			
	G+Q+Ex Min	0,2	0,7	0,75	-379,5945	-139,4906	-531,4323	-3,93653556	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	G+Q+Ey Max	0,2	0,7	0,75	244,1846	84,0582	341,85844	2,53228474	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	G+Q+Ey Min	0,2	0,7	0,75	-208,6694	-78,9136	-292,13716	-2,16397896	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ex Max	0,2	0,7	0,75	408,1193	143,3369	571,36702	4,2323483	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ex Min	0,2	0,7	0,75	-386,585	-140,7889	-541,219	-4,00902963	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ey Max	0,2	0,7	0,75	237,1941	82,7599	332,07174	2,45979067	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	0,8G+Ey Min	0,2	0,7	0,75	-215,6599	-80,2119	-301,92386	-2,23647304	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
	R.D.C./Etag1	ELU	0,2	0,7	0,8	2,4702	-0,6	3,45828	0,02401583	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0		
G+Q+Ex Max		0,2	0,7	0,8	502,9068	178,213	704,06952	4,88937167	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD ≠ 0			
G+Q+Ex Min		0,2	0,7	0,8	-499,4179	-179,122	-699,18506	-4,85545181	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
G+Q+Ey Max		0,2	0,7	0,8	321,0419	114,035	449,45866	3,12124069	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
G+Q+Ey Min		0,2	0,7	0,8	-317,5531	-114,944	-444,57434	-3,08732181	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ex Max		0,2	0,7	0,8	501,9435	178,2314	702,7209	4,88000625	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ex Min		0,2	0,7	0,8	-500,3811	-179,1036	-700,53354	-4,86481625	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ey Max		0,2	0,7	0,8	320,0787	114,0534	448,11018	3,11187625	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			
0,8G+Ey Min		0,2	0,7	0,8	-318,5163	-114,9256	-445,92282	-3,09668625	5	<input checked="" type="checkbox"/>	1,5	AD = 0			



R.D.C-1: A _D :2*4T12- A _L :2*2T14
Etag 2 :A _D :2*4T12- A _L :2*2T12
Etag 3 :A _D :2*4T12- A _L :2*2T12
Etag 4 :A _D :2*4T10- A _L :2*2T12
Etag 5 :A _D :2*4T10- A _L :2*2T12
Etag 6-7 :A _D :// - A _L :2*2T10

V.6 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que les sections minimales exigées par le RPA99/2003 sont importantes car elles favorisent la sécurité avant l'économie.



Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

VI.2 Choix de type de fondations

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- La profondeur du bon sol .

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- Facilité d'exécution (coffrage) ;
- Économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.4 bars** pour une profondeur de **3 m** par rapport au terrain naturel.

VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$;
- 2) $0.8 \times G \pm E$;
- 3) $G+Q$.

VI.3 Étude des fondations

VI.3.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \rightarrow S=A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par la surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

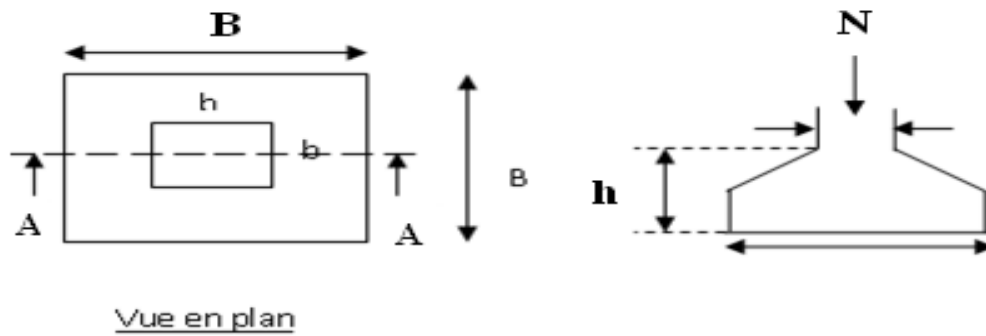


Fig.VI.1 : schéma de la Semelle isolée de fondation.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad N = 1840 \text{ KN} ; \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.24 \text{ MPa}$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A dans (*) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{0.5 \times \frac{1840}{240}} = 2.76 \text{ m}$.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS V16, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

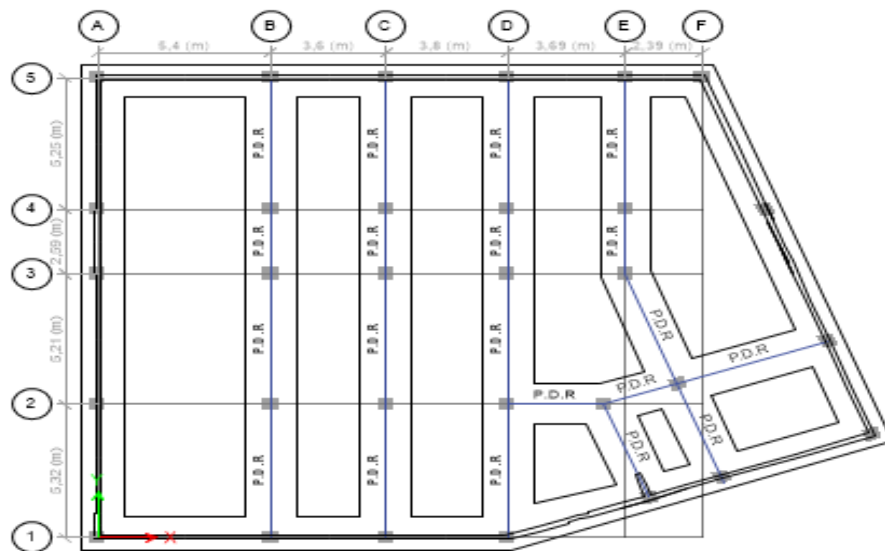


Fig.VI.2 : les différentes files des semelles filantes

Tab.VI.1 : les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files	Fille «A »	Fille «B»	Fille «C»	Fille «D»	Fille «E »	Fille «E' »	Fille «F»
La somme(KN)	2278	4856	4133	4290	2230	2604	2604

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file B est la plus sollicitée. De longueur L et largeur B , située sous un portique formé de 5 poteaux N_1, N_2, N_3, N_4, N_5 avec un débord de 0.5m de chaque cotée.

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \rightarrow B \geq \frac{4856}{240 \times 19.37} = \mathbf{1.04m.}$$

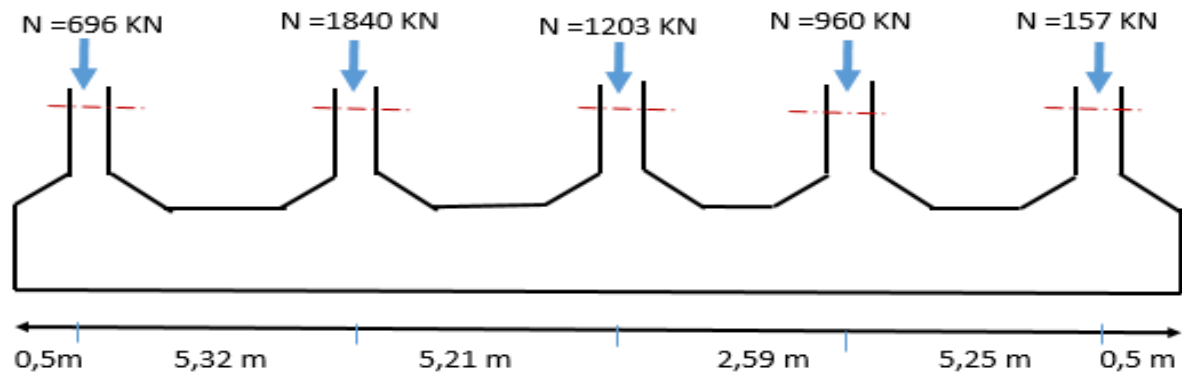


Fig.VI.3 : les différentes files des semelles filantes

Vu que l'entraxe minimal de deux portiques parallèles est de 2.59m, on remarque qu'il n'y a pas un chevauchement entre deux semelles, ce qui revient à dire que ce type de fondation adéquate pour notre cas.

VI.3.3. Étude des semelles filantes sous poteaux

VI.3.4. 1). Dimensionnement (coffrage)

a. Calcul de la largeur de la semelle (B)

$$S = \frac{1.15 \sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{5584.4}{240} = 23.26m^2$$

$$S = L \times B \quad \text{avec} \quad L = 19.37m ; \quad S : \text{surface de la semelle} ; \quad B \geq \frac{23.26}{19.37} = 1.20m$$

soit $\rightarrow B = \mathbf{1.40 m}$

b. 2) Calculs de la hauteur total de la Semelle (h_t):

la hauteur total de la semelle (h_t) est determine par l'équation suivante: $h_t = d + c$

Avec : c : enrobage des armatures; $e = 5cm$

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivant:

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - a}{4} = 0.225m \\ \frac{B - b}{4} = 0.225m \end{array} \right.$$

$$(a \times b) = (50 \times 50) = 0.25m; \quad d = 0.25 \rightarrow h_t = 0.25 + 0.05 = \mathbf{0.30m}$$

c. 3) Vérification a faire

✓ Poids propre de la semelle :

$$G^s = \gamma_b \times B \times L \times h = 25 \times 1.4 \times 19.37 \times 0.4 = 271.18 \text{ m}$$

$$N_t = N^{F1} + G^s = 4856 + 271.18 = 5127.18 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{5127.18 \times 10^{-2}}{2.4 \times 19.37} = 1.1 < \sigma_{sol} = 2.4 \text{ bar} \quad \Rightarrow \text{La dimension de B est suffisante.}$$

d. Vérification au poinçonnement :

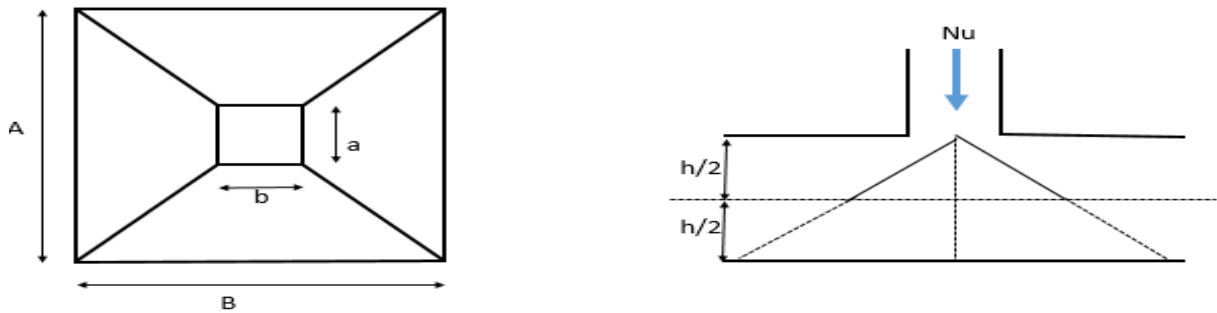


Fig.VI.4 : zone de contact Poteau-semelle

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.0045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99(article A.5.2.41).

Avec : N_d : l'effort normale de calcul.

U_c : le périmètre du contour au niveau du feuiller moyen.

$$a = 0.50 \text{ m} \quad ; \quad b = 0.50 \text{ m}$$

$$U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec } \begin{cases} A = a + h_t = 0.50 + 0.3 = 0.80 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.50 + 0.3 = 0.80 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_c = 3.2 \text{ m}$$

$$N_d = 1.800 \text{ MN} > 0.045 \times 3.2 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 1.92 \text{ (MN)} \quad \dots \text{condition vérifier}$$

b) Vérification de la stabilité au renversement (ELS):

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003.on doit vérifier que : $\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\left\{ \text{sens } y - y: e = \frac{83}{4856} = 0.017 < \frac{1.4}{4} = 0.35 \text{ m} \rightarrow \text{Pas de risque au renversement} \right.$$

e. c) Vérification de la contrainte dans le sol :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol} \text{ , donc : } \overline{\sigma}_{sol} = 2.4 \text{ bars} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{sf}} \mp \frac{M_{X+Y_G}}{I_x} \quad ;$$

$$I_x = 847.88 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_y = 4.42 \text{ m}^4 \quad ; \quad CDG = 9.68 \text{ m}$$

Remarque : L'effort normale N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contraint admissible du sol par le coefficient 3/2.

Sans Y-Y : $N = 4856 \text{ KN}$; $M_y = 83 \text{ KN.m}$; $I_{yG} = 4.42 \text{ m}^4$.

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{se}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{4856}{27.118} + \frac{83}{4.42} \times 0.7 = \mathbf{0.192 \text{ MPa}} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{sf}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{4856}{27.118} - \frac{83}{4.42} \times 0.7 = \mathbf{0.165 \text{ MPa}} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.192 + 0.165}{4} = \mathbf{0.185 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{sol}} = \mathbf{0.24 \text{ MPa}}$$

⇒ Donc la contrainte est vérifiée selon le sans yy.

VI.3.4.2 Le ferrailage :

Aciers principaux ($A_{//L}$) : $A_{//L} = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times f_{st}}$

Avec : N_u : Effort ultime sollicitant la semelle.

$$\overline{\sigma_{st}} : \text{contraint d'acier} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

D'après (ETABS version 2016), on a $N_u(\text{elu}) = 2541 \text{ KN}$

Aciers de répartition ($A_{\perp L}$) $A_{\perp L} = \frac{A_{//L}}{3}$

a. Application numérique :

$B = 1.4 \text{ m}$; $N_u = 2541 \text{ KN}$; $b = 0.50 \text{ m}$; $b_0 = 0.55 \text{ m}$; $d = 0.8 \text{ m}$;

$$A_{//L} = \frac{2541 \times 10^{-3} \times (1.4 - 0.55)}{8 \times 0.8 \times 348} = \mathbf{9.69 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On prend comme choix : $15.39 \text{ cm}^2 = 10 \text{ HA14}$ Avec un espacement de 15 cm .

$$A_{\perp L} = \frac{15.39}{3} = \mathbf{5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On adopte : $7.92 \text{ cm}^2 = 7 \text{ HA12}$ Avec un espacement de 13 cm .

Schéma de ferrailage

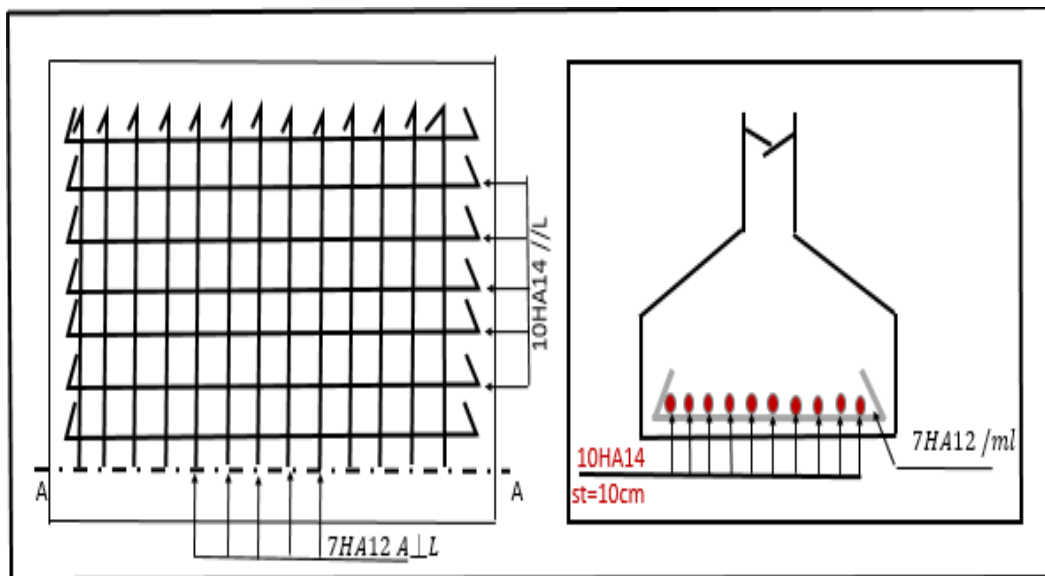


Fig.VI.5 : schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau

VI.4 Étude des poutres de rigidité

VI.4.1. Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle

VI.4.2. Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle

$$L=5.32 \text{ m} \Rightarrow \frac{532}{9} \leq h \leq \frac{532}{6} \Rightarrow 0.59(\text{m}) \leq h \leq 0.88(\text{m})$$

$$\text{Soit : } h=85(\text{cm}) \quad d=80(\text{cm})$$

On a un poteau de dimension :

$$b=50\text{cm} \quad \text{donc } b_0 = b + 5 = 55(\text{cm})$$

a. Hauteur totale de la semelle filante

(h_t):

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 = \frac{1.4-0.55}{4} + 0.05 = 0.262 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{On prend } h_t = 0.4 \text{ m}$$

• hauteur de glacis h_1 :

$$1. \quad \begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{On prend : } h_1 = 30 \text{ cm}$$

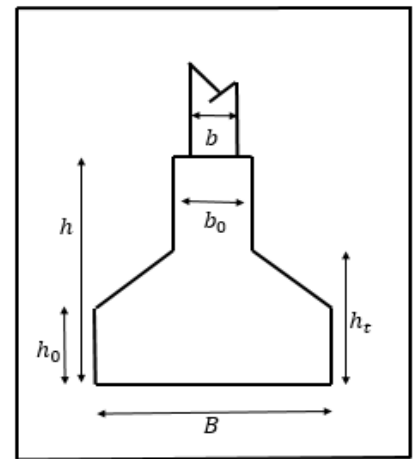


Fig.VI.6 : coup transversale d'une semelle filante

VI.4.3. Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité :

N_u : l'effort normal tirée du logiciel ETABS 2016

$$Q_u = \frac{\sum N_u}{L} ; \quad \text{Avec : } N_u = 6706 \text{ KN} , L=19.37 \text{ m} ; \quad \Rightarrow Q_u = \frac{6706}{19.37} = 346.2 \text{ KN/ml} ; \quad Q_s = \frac{\sum N_s}{L} ; \quad \text{avec : } N_s = 4856 \text{ KN} , L=19.37 \text{ m} ; \quad \Rightarrow Q_s = \frac{4856}{19.37} = 250.07 \text{ KN/ml} .$$

VI.4.4. Calcul des sollicitations des poutres de rigidité

Les résultats sont obtenus après modélisation sur ETABS

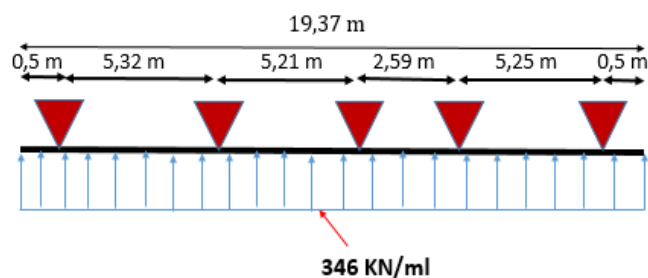


Fig.VI.7 : schéma statique de la poutre de rigidité

Les diagrammes des moments et efforts tranchant à l'ELU et à l'ELS dans la poutre de rigidité sont représentés ci-dessous

FIG.VI.8 : diagramme des moments a (l'ELU) dans la poutre de rigidité

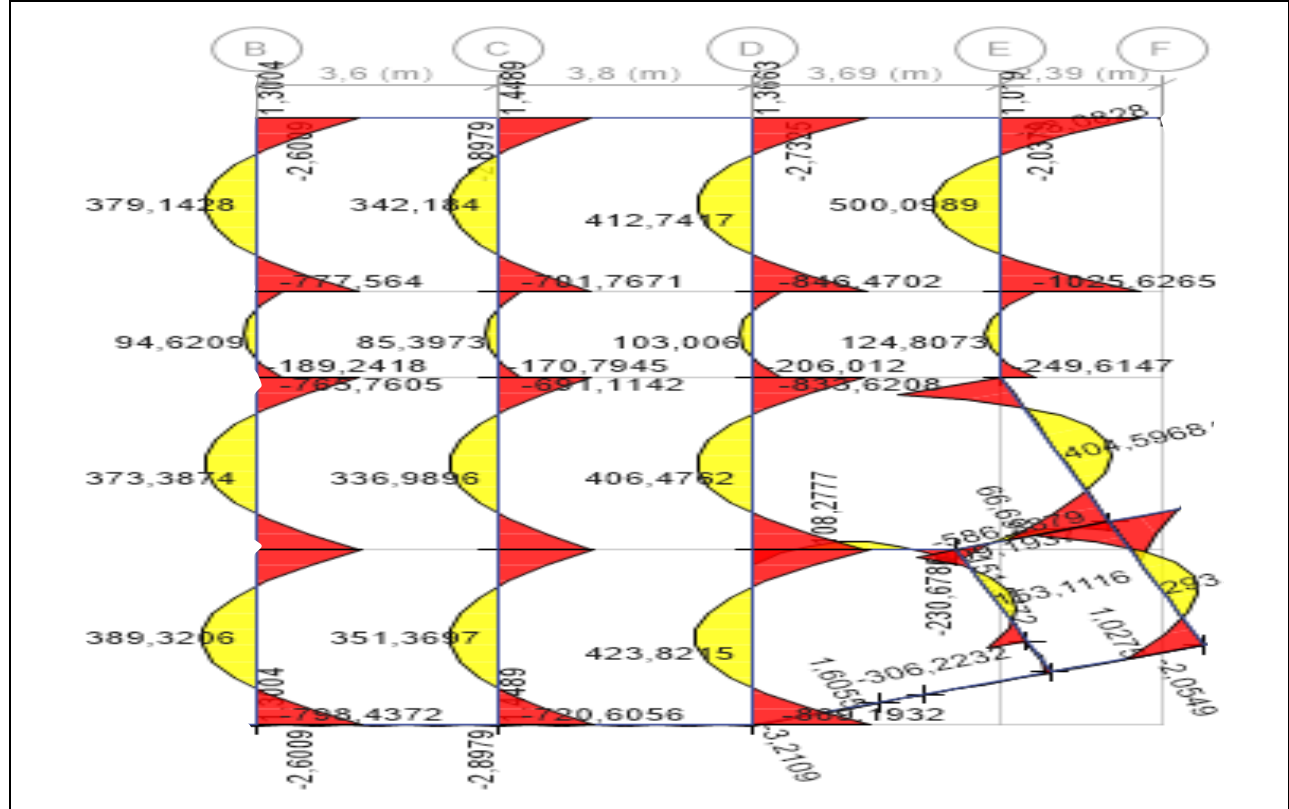


Fig.VI.9 : diagramme des moments a (l'ELS) dans la poutre de rigidité

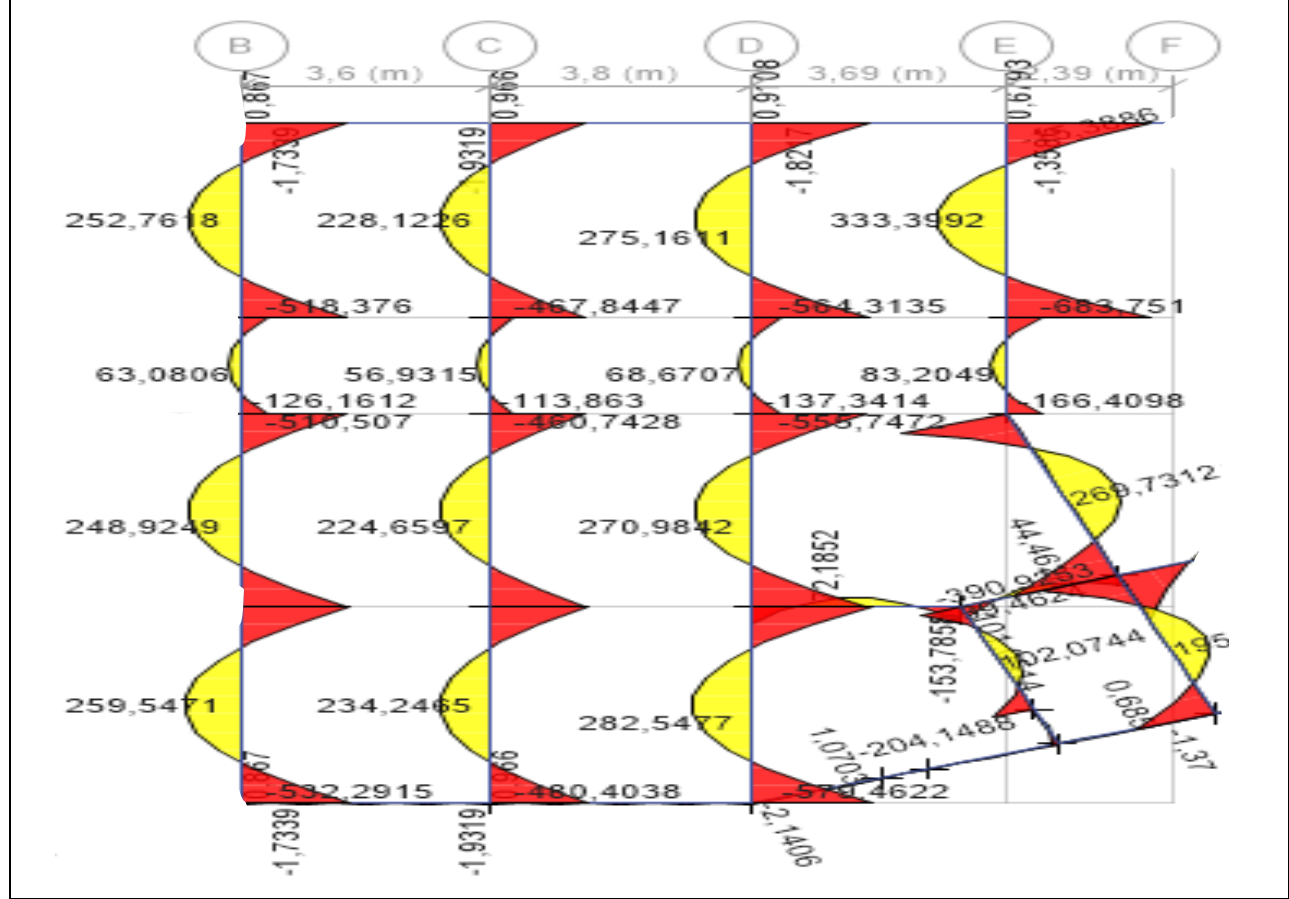
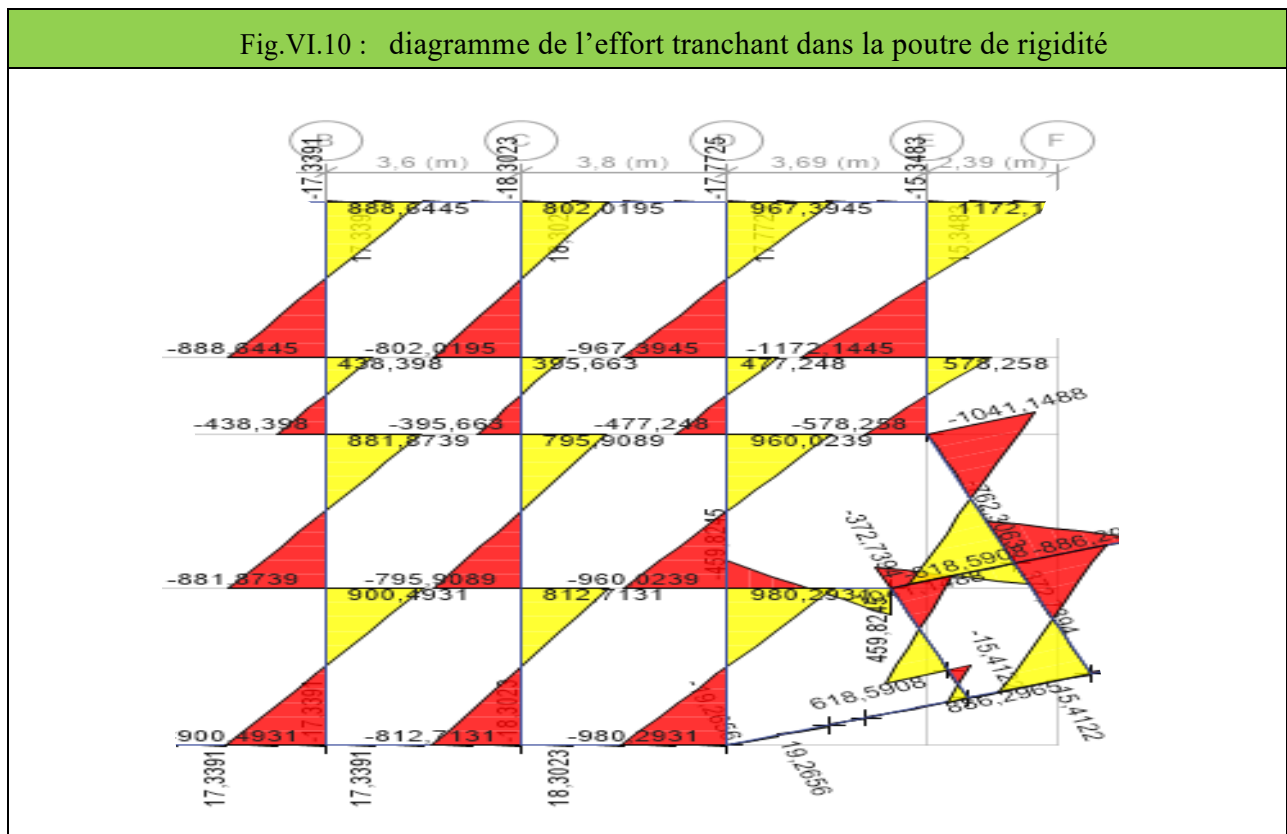


Fig.VI.10 : diagramme de l'effort tranchant dans la poutre de rigidité



Les résultats des moments maximaux et efforts tranchants maximaux sont

$$M_a = 798.43 \text{KN.m} \quad M_t = 398.32 \text{KN.m} \quad V_u = 876.01 \text{KN}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux. Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

Tab.VI.2 : Sollicitations agissant sur la poutre de rigidité fille

Travée	L(m)	Q(KN/ml)	VMAX (KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
AB	5.32	250	900.49	389.32	798.43
BC	5.21	250	881.87	373.38	765.76
CD	2.59	250	438.39	94.620	189.24
DE	5.25	250	888.64	379.14	777.56

VI.4.5. Calcul du ferrailage fille (B)

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b*h) à la flexion simple.

a. Ferrailage de la partie inférieure (appui) :

On a: $f_{c28} = 250 \text{bar}$, $f_e = 4000 \text{bar}$, $f_{bu} = 142 \text{bar (ELU)}$, $f_{st} = 3480 \text{bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{st}} = \frac{798.43 \times 10^4}{55 \times 80^2 \times 142} = 0.159 \quad \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.218 \quad z = 72.99 \text{ cm} ; A_u \geq \frac{M_{max}}{z \times f_{st}} = \frac{798.43 \times 10^4}{72.99 \times 3480} = 31.40 \text{cm}^2$$

On opte pour un ferrailage : $A_{inf} = 5HA20(fil) + 10HA16(chap) = 35.82cm^2$ (appui)

b. Ferrailage de la partie supérieure (travée) :

On a : $f_{c28} = 250bar$, $f_e = 4000bar$, $f_{bu} = 142bar$ (ELU) , $f_{st} = 3480bar$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{st}} = \frac{389.32 \times 10^4}{55 \times 80^2 \times 142} = 0.077 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' \neq 0 \quad \alpha = 0.101 \quad z = 76.75 \text{ cm} ; A_u \geq \frac{M_{max}}{z \times f_{st}} = \frac{389.32 \times 10^4}{76.75 \times 3480} = 14.57cm^2$$

On opte pour un ferrailage : $A_{inf} = 5HA20(fil) = 15.71cm^2$ (travée)

c. Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{876 \times 10^2}{55 \times 80} = 19.9 \text{ bar} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 25 \text{ bar} ; f_{t28} = 21 \text{ bar}$$

d. Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(1.6; \frac{85}{35}; \frac{55}{10}\right) = 10mm$$

$$\text{Calcul de } A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.55 \times 0.80 \times 2.1}{400} = 5.31 \text{ cm}^2$$

VI.4.5.2 Les armatures de peau

En vertu des prescriptions du CBA-93 ; On prend : $2HA12=2.26 \text{ cm}^2$

a. L'espacement

BAEL91: $S_t \leq \min(0.9d ; 30cm)$

RPAv2003 : $\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \leq 19.2 \text{ on opte } S_t = 15cm \text{ (en zone nodale)} \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) \leq \text{ on opte } S_t = 15cm \text{ (en dehors de la zone nodale)} \end{cases}$

Tab.VI.3 : Ferrailage de la poutre de rigidité

Entre axe	$M_t(kn.m)$	$M_a(kn.m)$	$A_t^{cal}(cm^2)$	$A_a^{cal}(cm^2)$	$A_t^{adopté}(cm^2)$	$A_a^{adopté}(cm^2)$
AB	389.32	798.43	14.57	31.40	5HA20=15.71	5HA20fil+10HA16Chap =35.82

VI.4.5.3 Vérification des contraintes

Tab.VI.4 : vérification des contraintes

Semelle		$M_{ser}(kn.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Observation
Fille (B)	Sup	259.54	5.84	15	227.60	201.63	Non vérifier
	inf	532.29	8.97	15	213.25	201.63	Non vérifier

Remarque : les contraintes d'aciers ne sont pas vérifiées ce qui nous oblige à refaire les calculs à l'Els. Les nouveaux résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tab.VI.5 : nouvelles vérifications des contraintes

Semelle		M_{ser} (kn.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_{tchoi} (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Fille(B)	sup	259.5	17.35	19.49=5T20(fil) +2T16(chap)	5.39	15	185.3	201.6	Vérifiée
	inf	532.2	36.85	41.47=5T20(fil) +5T20(chap)+5T16(cha)	8.56	15	185.8	201.6	Vérifiée

a. Schéma de ferrailage

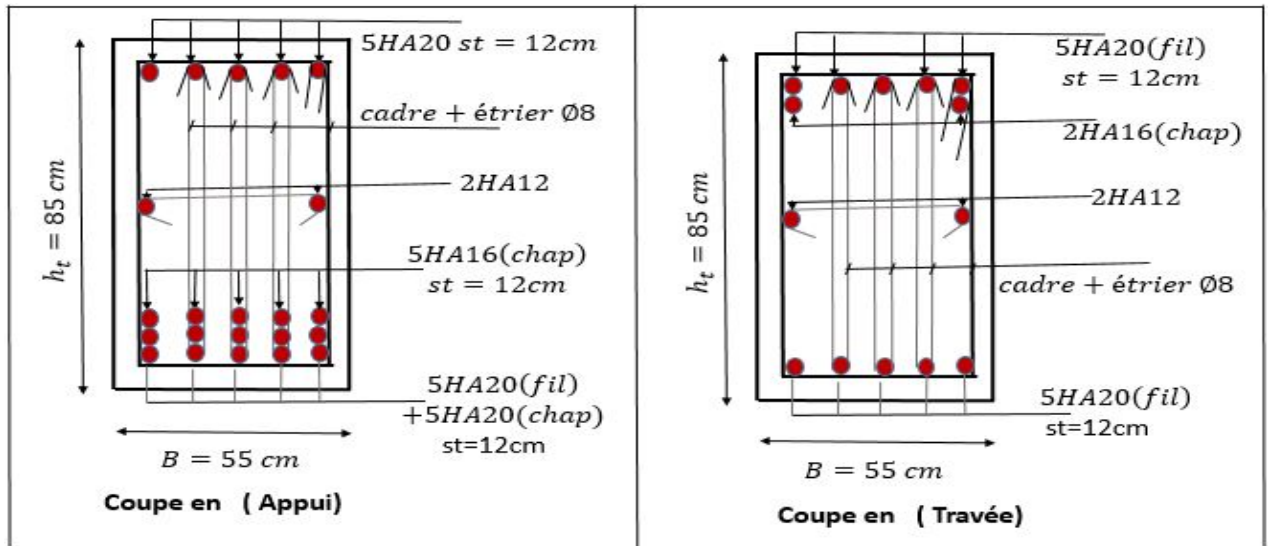


Fig.VI.11 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité (fille B)

VI.4.5.4 Calcul de ferrailage des poutres de rigidités

Le tableau ci-dessous résume le ferrailage des poutres rigidités des filles (C ; D)

Tab.VI.6 : ferrailage des poutres de rigidités (C ; D)

Filles	M_t (kn.m)	M_a (kn.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)	$A_a^{adopté}$ (cm ²)
Fille (C)	351.5	720.6	13.10	30.72	19.73 (5T20+2T16)	35.82 (5T20+10T16)
Fille (D)	423.82	869.13	15.93	34.54	19.73 (5T20+2T16)	41.47 (10T20+5T16)

a. Les vérifications

Tab.VI.7 : Les vérification nécessaire du ferrailage des poutres de rigidités (C ; D)

Semelle		M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	τ_u	$\bar{\tau}$	Obser
Fille (C)	Travée	234.24	5.27	15	165.24	201.63	18.46	25	Vérifiée
	Appui	480	8.09		192.30				Vérifiée
Fille (D)	Travée	282.54	5.84	15	199.28	201.63	22.80	25	Vérifiée
	Appui	579.4	9.76		200.03				Vérifiée

VI.4.6. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité fille (C)

Fig.VI.12 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité fille (C)

Semelle N° : SF C

La contr. du sol (Kg/cm ²)	<u>2,4</u>
Prof. d'ancrage du sol (m)	<u>0,85</u>
Mas.vol. du remb (KN/m ³)	<u>18</u>
Nbr. des. app	<u>5</u>
Dim du pot/voile H-à la sem a (Cm)	<u>0,5</u>

***** **Caractéristique géométrique** *****

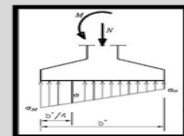
	App	Trame 1	Trame 2	Trame 3	Trame 4	Trame 5	Trame 6	App
Tr (m)	0,5	5,32	5,21	2,59	5,25	0,5	0	0
E.N (KN)		571	1480	882	902	298	0	0
M (KN.m)		0	0	0	0	0	0	0
Centre de gravité de la semelle G/o					12,65			
Epaisseur de la semelle ht (cm)					0,4			
Poutre de rigidité				55	X	85		
Larg de la semelle				B (m)	1,2			
Long de la semelle				L (m)	19,37			

***** **Vérification de la contrainte** *****

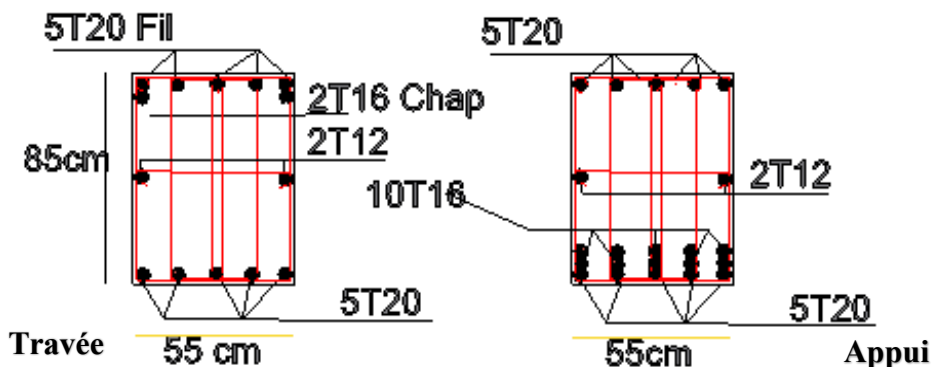
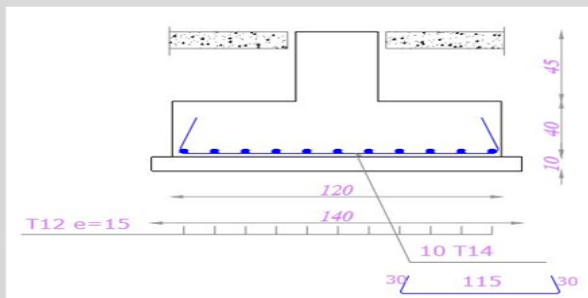
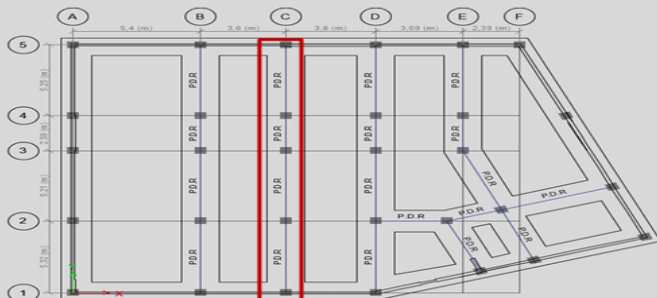
Poids de la superstructure (KN) /G	4133		
Poids des terres (KN)	0		
Poids de sem + P. rigidité (KN)	0		
Poids total (KN)	4486		
Moment total (KN)	-15746		
Contrainte de fond (Kg/cm ²) σ_{fond}	1,93	<	$\sigma_s = 2,4$OK

***** **Vérification au soulèvement** *****

Contrainte de fond Max (Kg/cm ²) σ_{max}	-0,1685		
Contrainte de fond Min (Kg/cm ²) σ_{min}	4,02838		
Contrainte de fond Moy (Kg/cm ²) σ_{moy}	0,89	<	$\sigma_s = 2,4$



***** **Ferrailage de la semelle** *****



VI.4.7. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité fille (D)

Fig.VI.13 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité fille (D)

Semelle N° : SF D

La contr. du sol (Kg/cm ²)	<u>2,4</u>
Prof. d'ancrage du sol (m)	<u>0,85</u>
Mas.vol. du remb (KN/m ³)	<u>18</u>
Nbr. des. app	<u>5</u>
Dim du pot/voile II-à la sem a (Cm)	<u>0,5</u>

***** **Caractéristique géométrique** *****

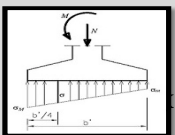
	App	Trame 1	Trame 2	Trame 3	Trame 4	Trame 5	Trame 6	App
Tr (m)	0,5	5,32	5,21	2,59	5,25	0,5	0	0
E.N (KN)		553	1169	1108	1057	403	0	0
M (KN.m)		0	0	0	0	0	0	0
Centre de gravité de la semelle G/o					12,65			
Épaisseur de la semelle ht (cm)					0,4			
Poutre de rigidité				55	X	85		
Larg de la semelle				B (m)	1,2			
Long de la semelle				L (m)	19,37			

***** **Vérification de la contrainte** *****

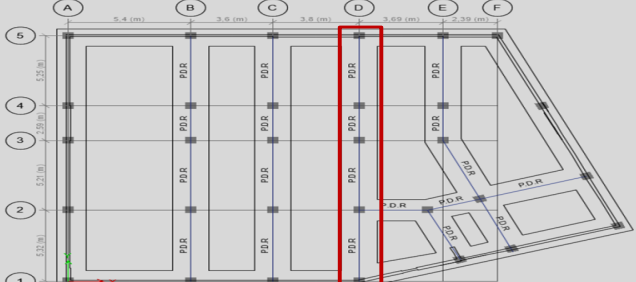
Poids de la superstructure (KN) /G	4290
Poids des terres (KN)	0
Poids de sem + P. rigidité (KN)	0
Poids total (KN)	4643
Moment total (KN)	-12966
Contrainte de fond (Kg/cm ²) σ_{fond}	2 < $\sigma_s = 2,4$OK

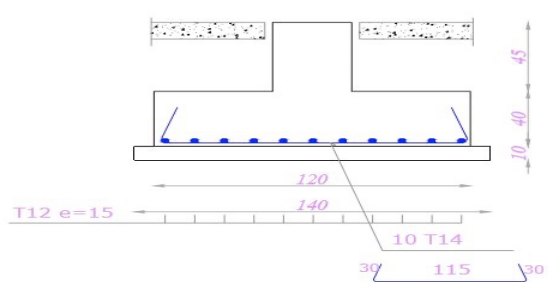
***** **Vérification au soulèvement** *****

Contrainte de fond Max (Kg/cm ²) σ_{max}	0,26958
Contrainte de fond Min (Kg/cm ²) σ_{min}	3,72543
Contrainte de fond Moy (Kg/cm ²) σ_{moy}	1,14 < $\sigma_s = 2,4$

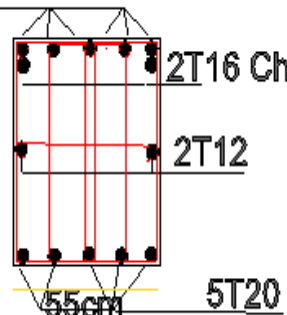


***** **Ferrailage de la semelle** *****





5T20



2T16 Chap

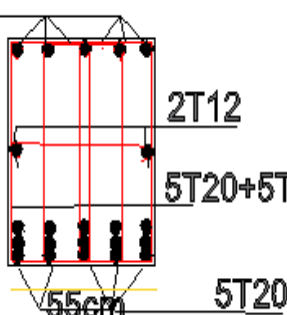
2T12

55cm

5T20

Travé

5T20



2T12

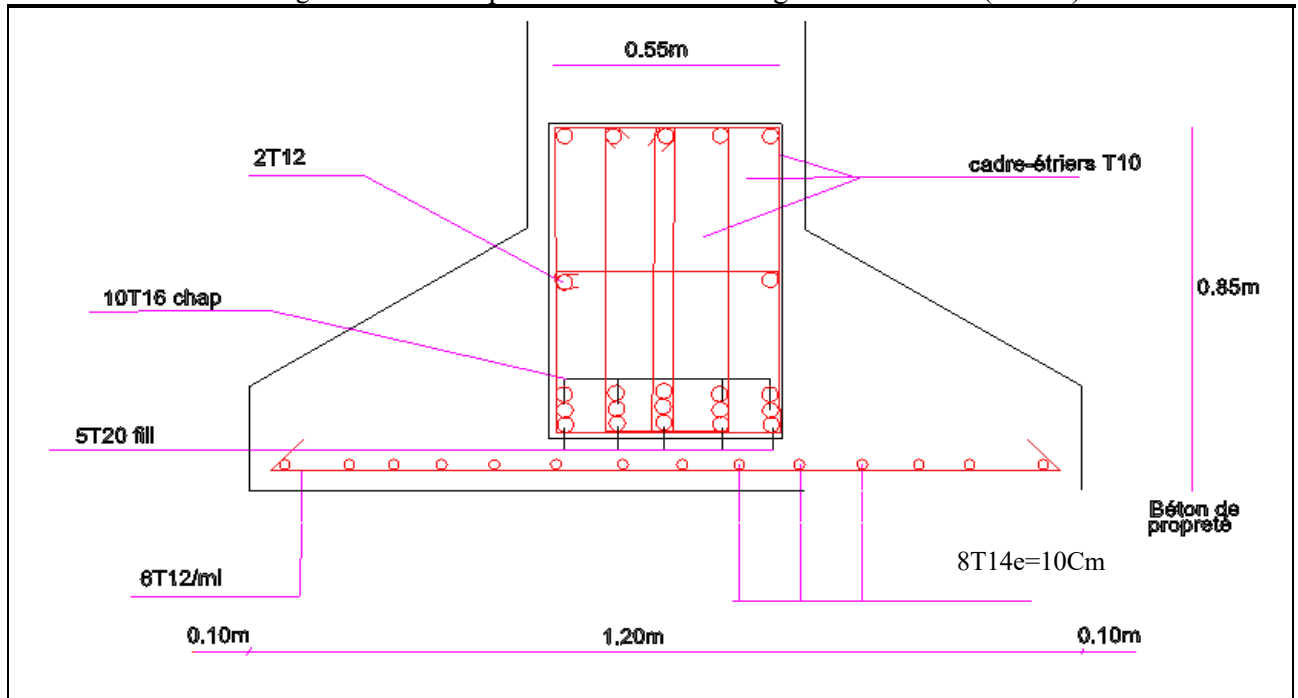
5T20+5T16 chap

55cm

5T20 Fil

Appui

Fig.VI.14 : exemple schéma de ferrailage de la semelle (file C)



VI.5 Étude de la longrine

VI.5.1.1 Pré dimensionnements des longrines

Le RPA 99/2003, exige les conditions suivantes

Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont :

- ❖ $(25 \times 30) \text{cm}^2$ Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$; Avec
- ❖ N : force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appuis solidarités.
- ❖ α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.
- ❖ Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min $(20 \text{cm} ; 15\phi_l)$.

VI.5.1.2 Vérification

Nous avons $N_S = 1840 \text{ KN}$, $N_U = 2541 \text{ KN}$ d'après le RPA on a : $\alpha = 15$ en zone II, Site S2

$$F = \frac{2541}{15} = 169.4 \text{ KN D'ou: } F > 20 \text{ KN}$$

VI.5.1.3 Ferrailage

a) Armature longitudinale

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.1694 \times 1.15}{400} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Dans notre projet on choisit une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pour toutes les longrines

b) Calcul de A_{min}

$$\rightarrow A_{min} = 0.6\% \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Tant que $A_{min}=7.2 \text{ cm}^2 > A_{cal} =4.87 \text{ cm}^2$, alors on ferraille avec A_{min} ; choix : $6\text{HA}14=9.24\text{cm}^2$

c) Armature transversale

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ on choisit un (cadre + épingle) $\phi 8$, pour un espacement de 15cm ;

• **Vérification**

Condition de non fragilité : $B=1200 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{8.42 \times 400}{2.1} = 1603.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

d) Schéma de ferrailage :

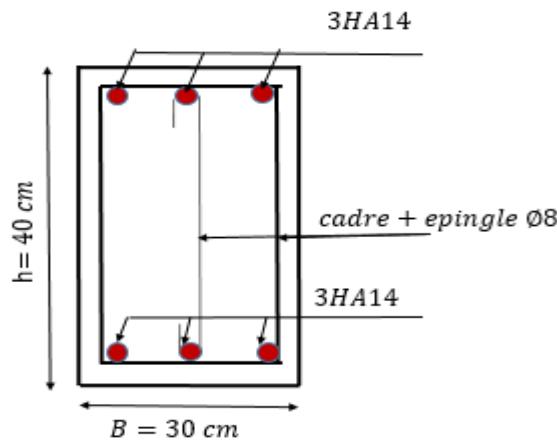


Fig.VI.15 : schéma de ferrailage de la longrine

VI.6 Voile périphérique

VI.6.1. Introduction

Selon le **RPA99v2003(Art.10.12)**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures avec un pourcentage minimal de 0.1%
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière important

VI.6.2. Dimensionnement des voiles

Le panneau le plus sollicité du voile périphérique : $\left\{ \begin{array}{l} \text{la hauteur } h = 2.80\text{m} \\ \text{la longueur } L = 5.57\text{m} \\ \text{l'épaisseur } e = 15\text{cm} \end{array} \right.$

VI.6.3. Caractéristiques du sol

$$\begin{cases} \text{Le poids spécifique} : \gamma_h = 18 \text{ kn/m}^3 \\ \text{L'angle de frottement} : \varphi = 36^\circ \\ \text{La cohésion: } c = 0.48 \text{ bar} \end{cases}$$

Remarque : pour le cas le plus défavorable on prend $C=0$

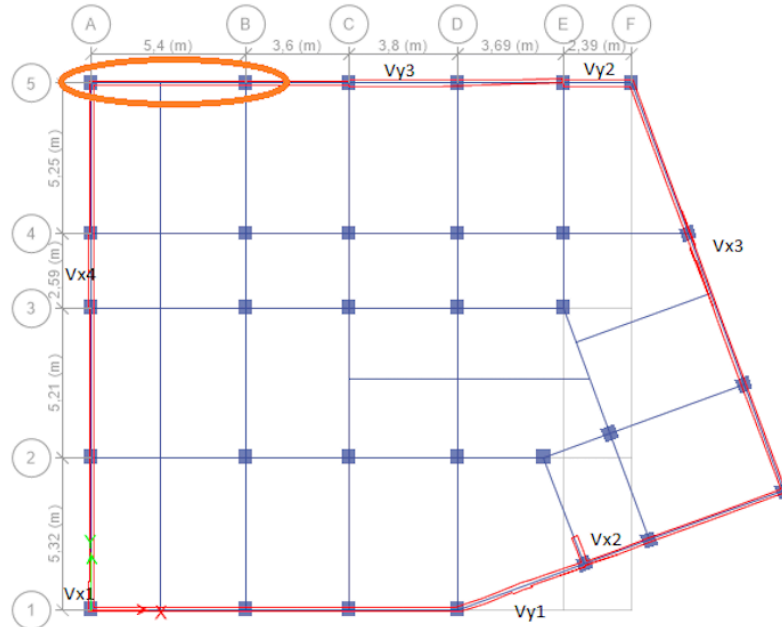


Fig.VI.16 : panneau du voile périphérique le plus sollicité.

VI.6.4. Évaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :** $G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$

$$\Rightarrow G = 2.80 \times (18 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{36}{2}) - 2 \times 0 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{36}{2}))^2 = 13.08 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$\Rightarrow \text{On a : } q = 10 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 2.6 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.5. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = 1.5Q + 1.35G = 21.56 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.5Q = 3.9 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

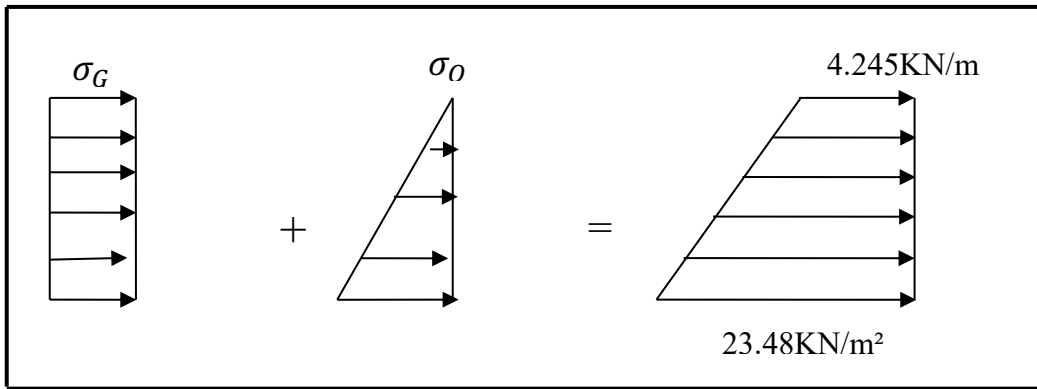


Fig.VI.17 : Répartition des contraintes sur le voile.

A L'ELU :
$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 17.14 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 17.14 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$L_x = 2.80\text{m} \quad ; \quad L_y = 5.57\text{m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad e = 15\text{cm}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens.

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x \times L_x^2 \times q_u \\ M_{0y} &= M_{0x} \times \mu_y \end{aligned} \quad \Leftrightarrow \rho = 0.50 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 12.98 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.24 \text{ KNm}$

En travée :
$$\begin{cases} \text{Sens x - x'} : M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 11.03 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y - y'} : M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 2.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :
$$\begin{cases} \text{Sens x - x'} : M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -6.49 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y - y'} : M_{ay} = -0.5 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -1.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots$ condition exigée par le RPA.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tab.VI.8 : Section des armatures du voile périphérique

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_a^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	St(cm)
Travée	x-x	11.03	0.077	0.101	0.096	3.3	1.5	6HA12 = 6.79	15
	y-y	2.75	0.019	0.024	0.099	0.79	1.5	6HA12 = 6.79	15
Appui		6.49	0.046	0.058	0.098	1.91	1.5	6HA12 = 6.79	15

a. Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(2h_r, 25 \text{ cm}) = 15\text{cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(2h_r, 25 \text{ cm}) = 15\text{cm}$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_u = V_{u^x} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{17.14 \times 2.8}{2} \times \frac{5.57^4}{5.57^4 + 2.8^4} = 22.56 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.225 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.225 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Donc pas de risque de cisaillement.}$$

$$\text{A L'ELS : } \begin{cases} \sigma_{max} = Q + G = \mathbf{15.68 \text{ kn/m}^2} \\ \sigma_{max} = Q = \mathbf{2.6 \text{ kn/m}^2} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} \times \sigma_{min}}{4} = 12.41 \text{ KN/m}^2 \quad \Leftrightarrow q_s = \sigma_{moy} = 12.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.50 \rightarrow \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.57 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 8.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 3.03 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$\text{Sens x-x'} : M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -4.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -1.78 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tab.VI.9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	8.27	3.61	5726.9	5.21	15	138.45	201.63
	Appui	-4.86	3.6	5726.9	3.06	15	81.44	201.63
Y-Y	Travée	3.03	3.6	5726.9	1.91	15	50.82	201.63
	Appui	-1.78	3.6	5726.9	1.12	15	29.89	201.63

b. Schéma de ferrailage du voile périphérique

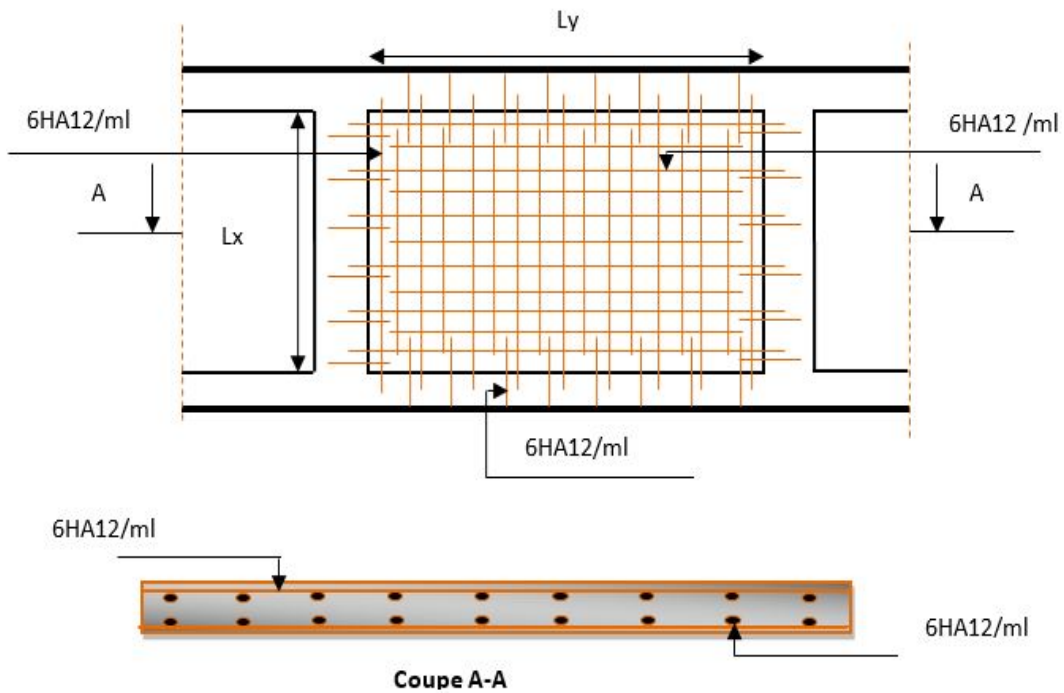
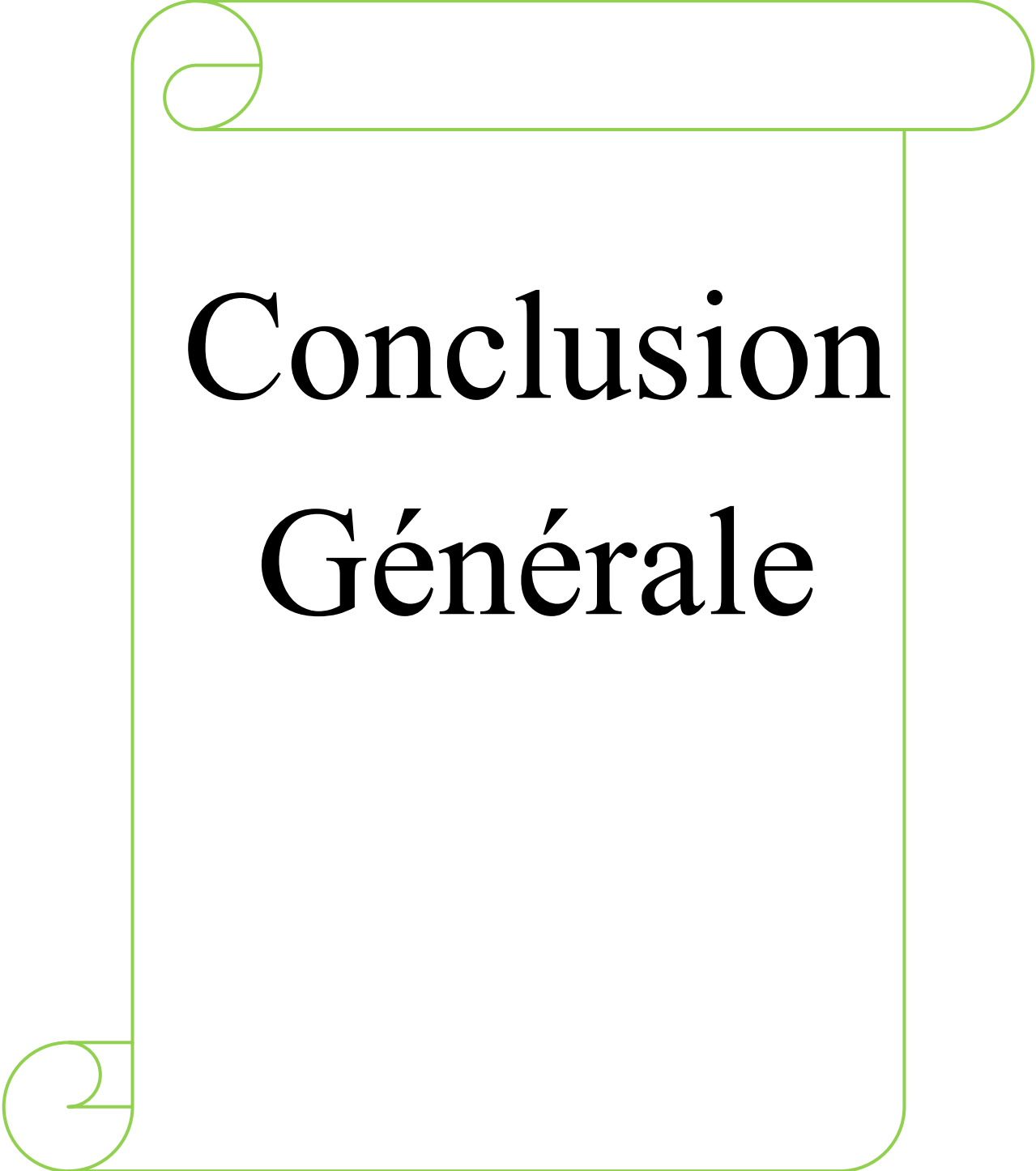


Fig.VI.18 : schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.7 Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Nous sommes ensuite passé à un calcul des semelles filante là où on s'est basée sur une largeur de semelle de 1.4m, Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Ce Voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Conclusion Générale

Conclusion

L'étude d'une structure en génie civil nécessite des connaissances dans les différents domaines des génies de la construction, elle commence par l'exploitation des données géométriques (plan d'architecture), et des données géotechniques du site l'implantation de l'ouvrage et des détails concernant la géologie et la sismicité de la région, à cela s'ajoute la connaissance détaillée des matériaux utilisés dans la région et évidemment leur qualité.

Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisés par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueur.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponibles nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents technique réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment. L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer d'une manière complète sans passer par une étude détaillée des différents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments du bâtiment nous a donné les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque élément.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition des voiles dans les deux sens (XX) et (YY), les vérifications de l'interaction verticale nous a donné que les voiles reprennent moins de 20% et les portiques reprennent plus de 80% de la charge verticale à chaque niveau et pour l'interaction horizontale les voiles et les portiques travaillent conjointement les voiles reprennent moins de 75% et les portiques plus de 25% de la charge horizontale dans les deux directions orthogonales.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 2.4 bars à une profondeur de 3 m. Le type de fondation opté est semelles filantes, qui vont assurer la stabilité de notre structure.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions

Bibliographie

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie

✚ **Règles BAEL 91 modifiées 99.**

(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).

✚ **Règles Parasismiques Algériennes.**

(Edition CGS RPA 99 / version 2003).

✚ **DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.**

(Edition CGS Octobre 1988).

✚ **DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.**

(Edition OPU 2005).

✚ **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).**

(Edition CGS Décembre 1993).

✚ **Cours de béton armé, 3^{ème} année et Master 1 Génie Civil.**

✚ **Anciens mémoires de fin d'étude.**

Logiciels

✚ **ETABS V 2016**

✚ **Auto CAD 2016. Auto Desk Inc. 2016**

Symboles Et Notations

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimées.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

Br : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

a : Une dimension transversale.

b : Une dimension longitudinale.

b₀ : Épaisseur brute de l'arme d'une section.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et **f_{t28}** : Résistance calculé à 28 jours.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de béton armé.

i: Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général

l : Longueur ou porté

l_f: Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

St : Espacement des armatures.

x: Coordonnée en général.

y: Coordonnée.

z : Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α : Angle en général, coefficient.

γ : Coefficient

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient.

λ: Élanement.

μ: Coefficient.

ν : Coefficient de poisson.

ρ: Rapport de deux dimensions.

σ: Contrainte normale.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i : Contrainte de traction.

τ: Contrainte tangente



ANNEXES

ANEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEX 2

Valeurs de MI (M^2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/l_y	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M^2 ; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3

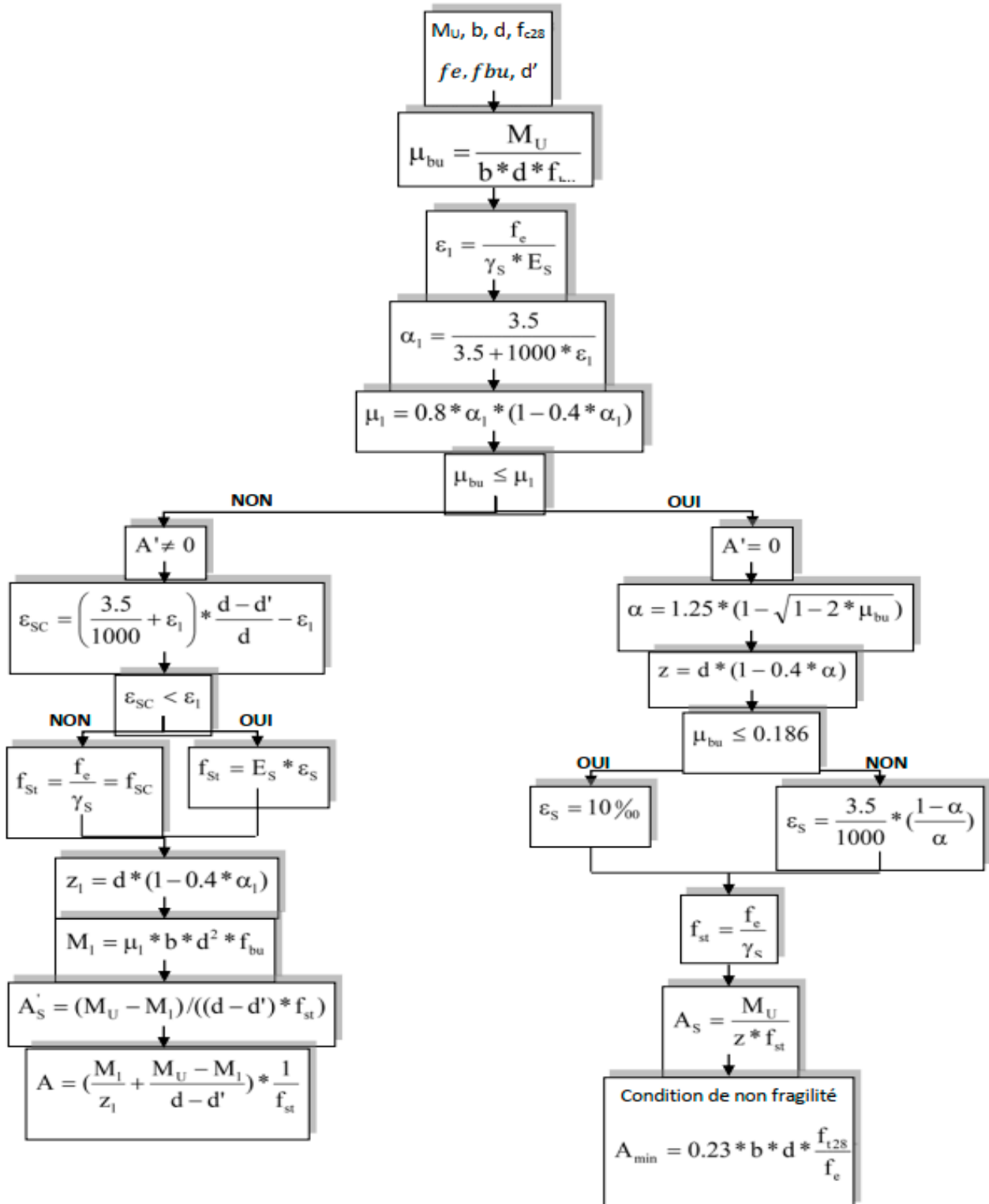
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

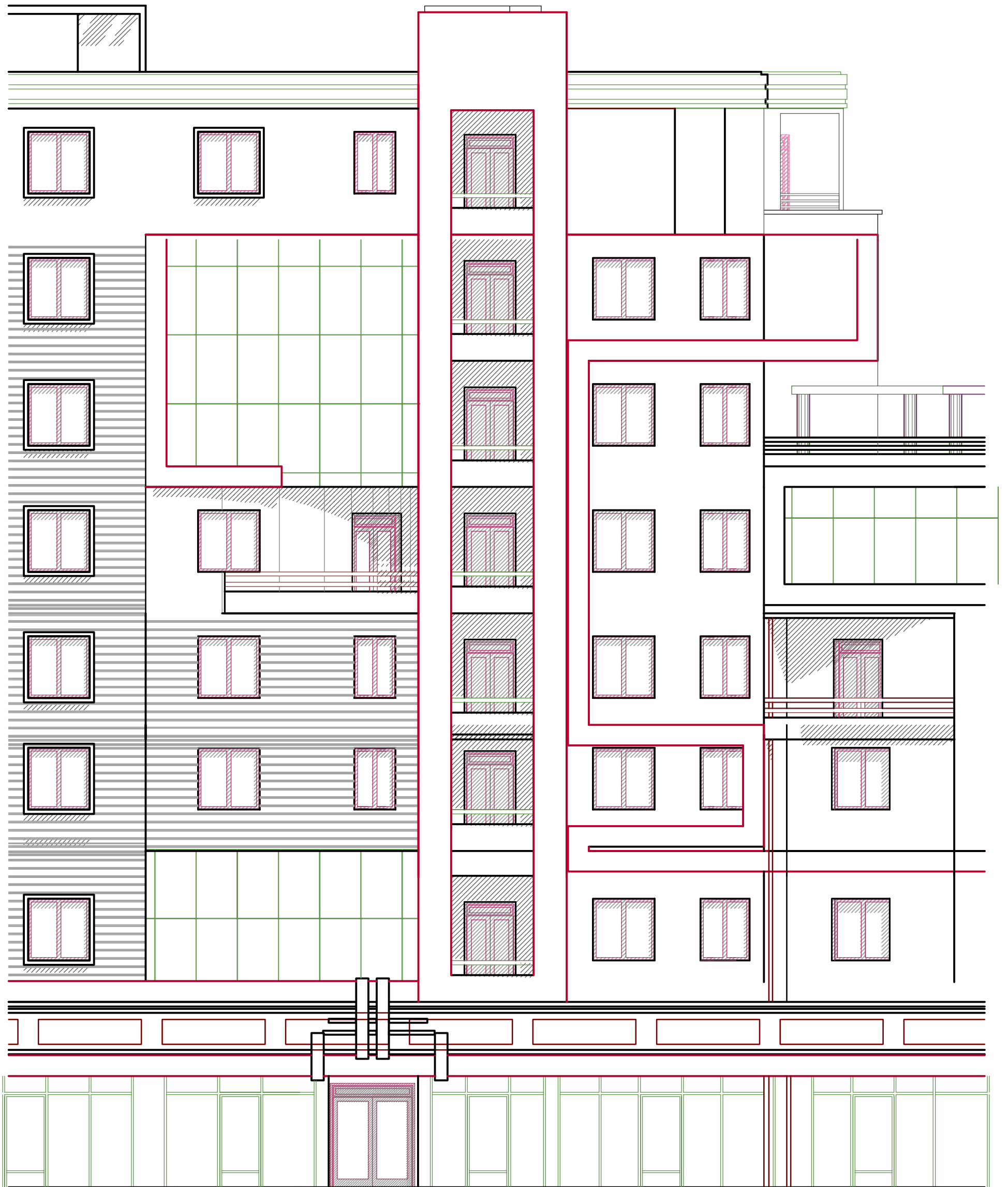
Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

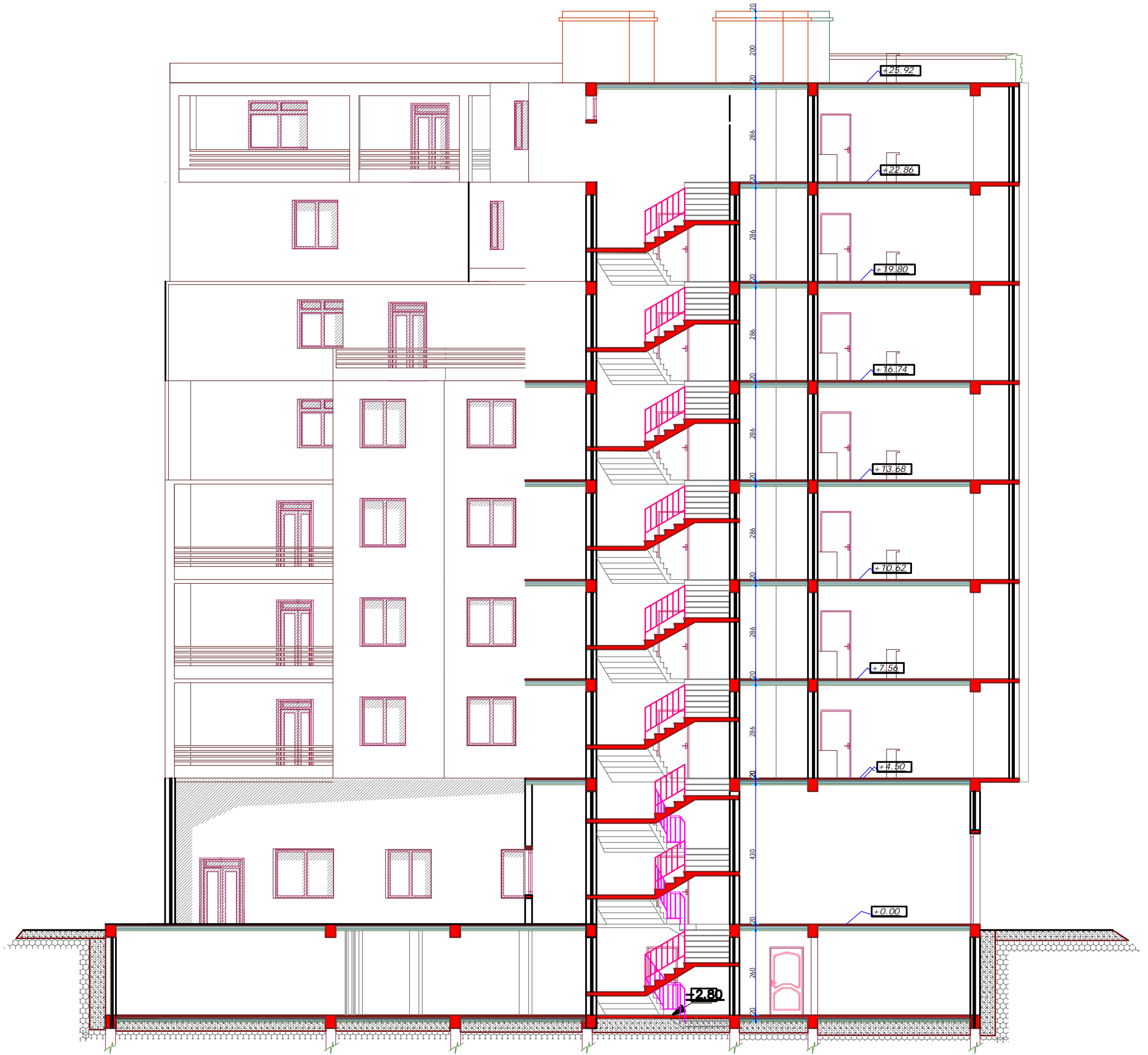
ANNEXE 4

Flexion simple : Section rectangulaire Calcul à 'ELU

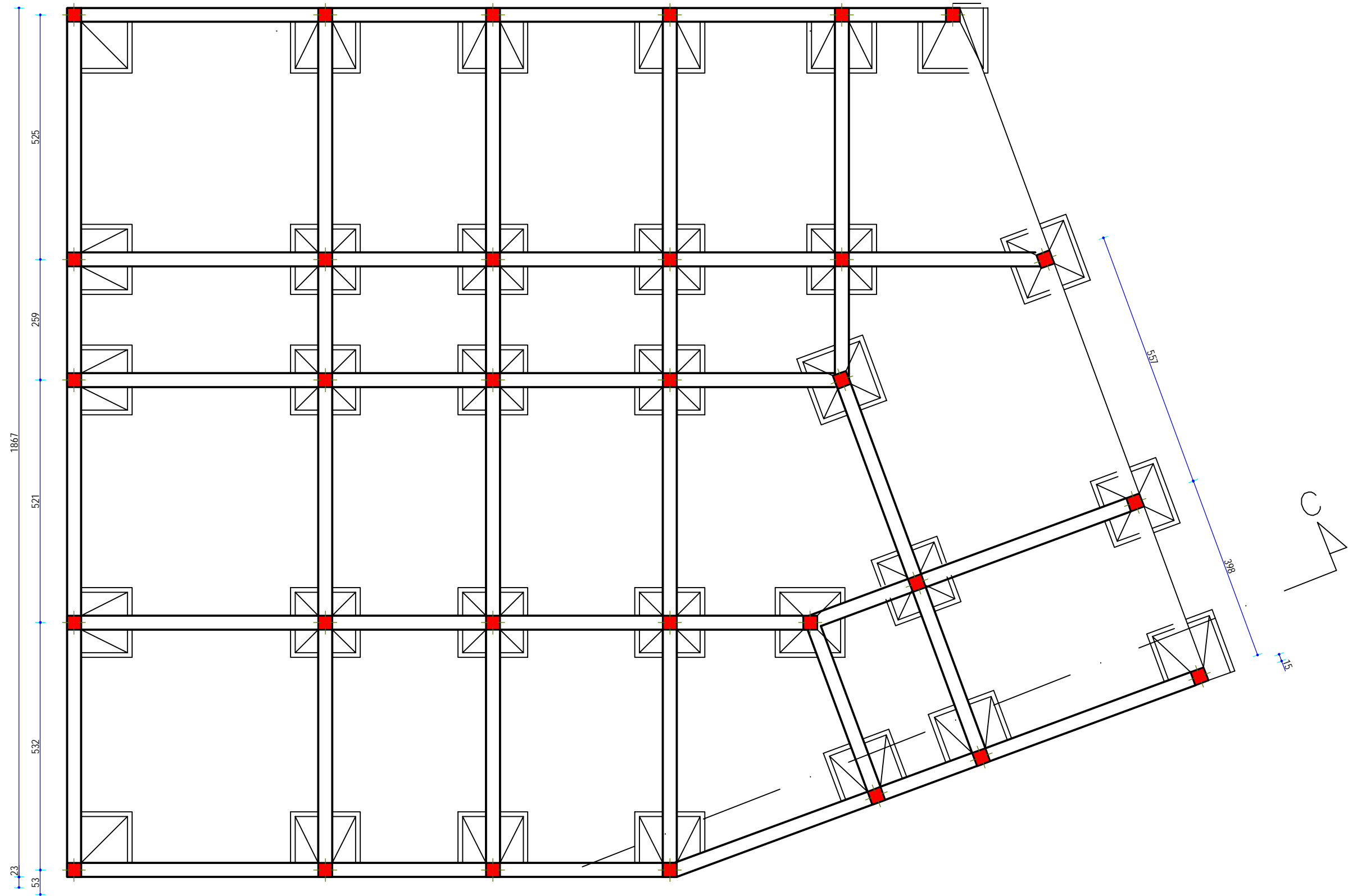




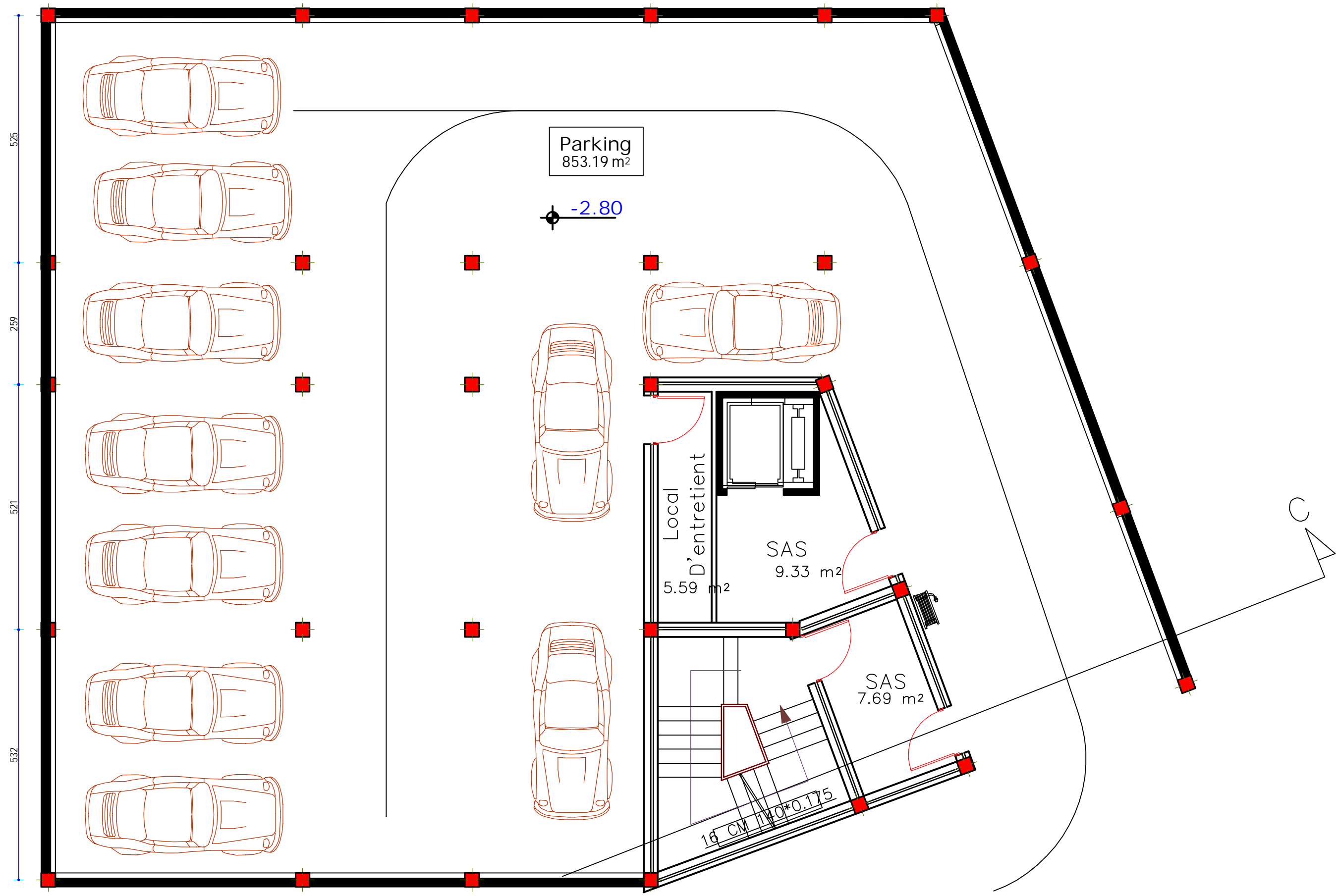
FACADE PRINCIPALE --- ECH 1/100 ---



Coupe CC --- Ech 1/100 ---



Plan de fondations ---Ech 1/100---



Parking
853.19 m²

-2.80

Local
D'entree

SAS
9.33 m²

SAS
7.69 m²

5.59 m²

16 CM 140*0.175

C

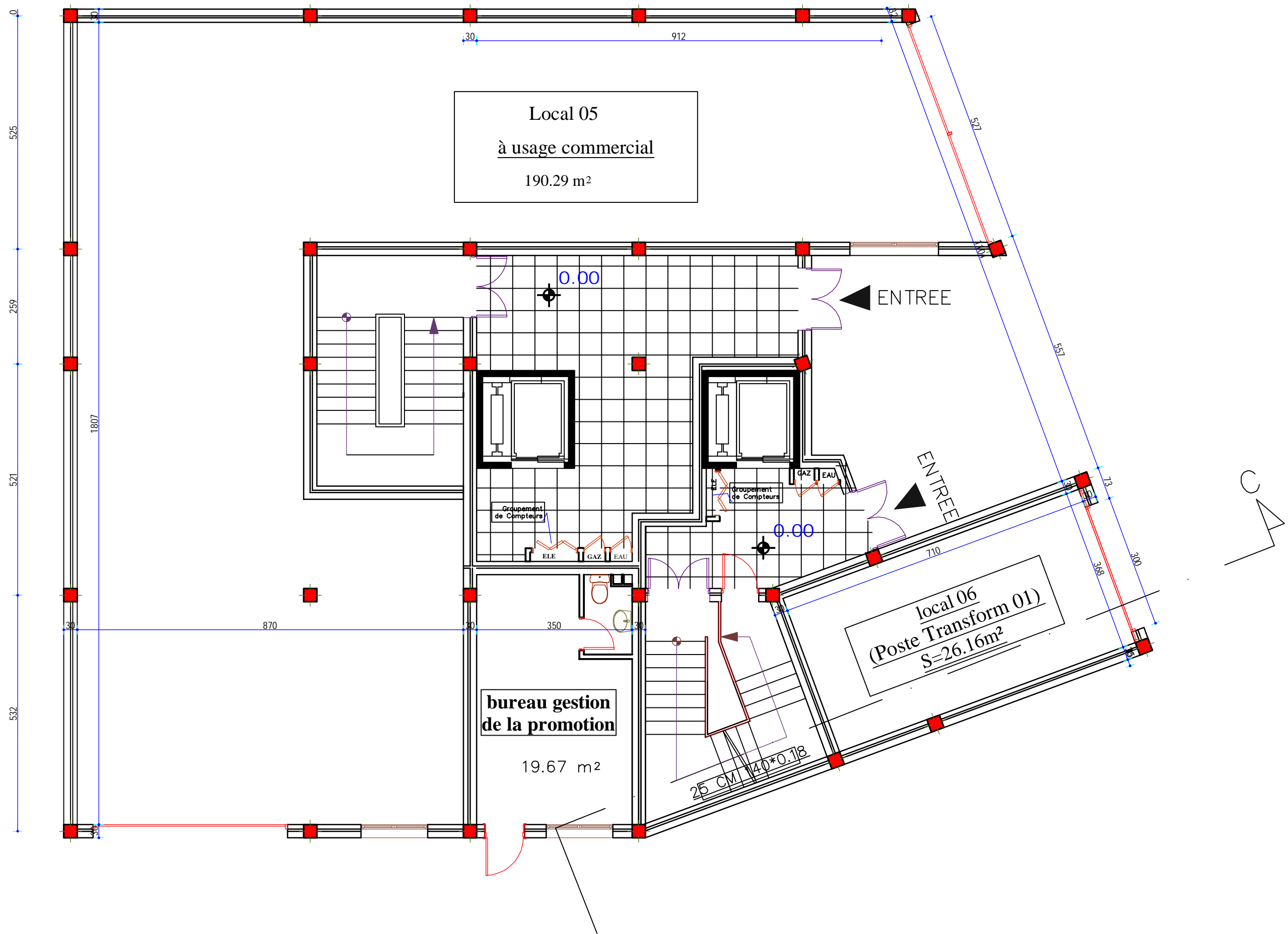
525

259

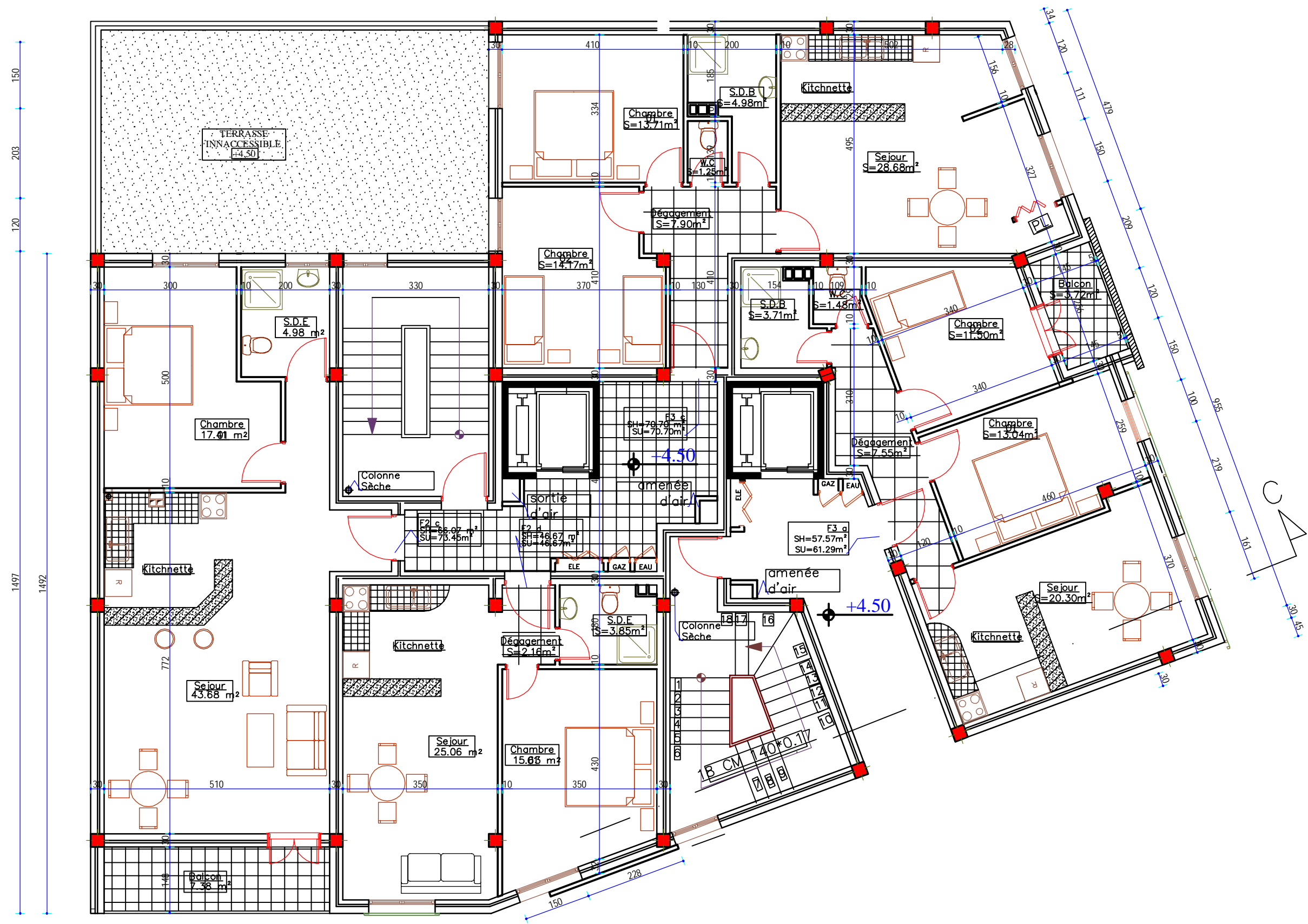
521

532

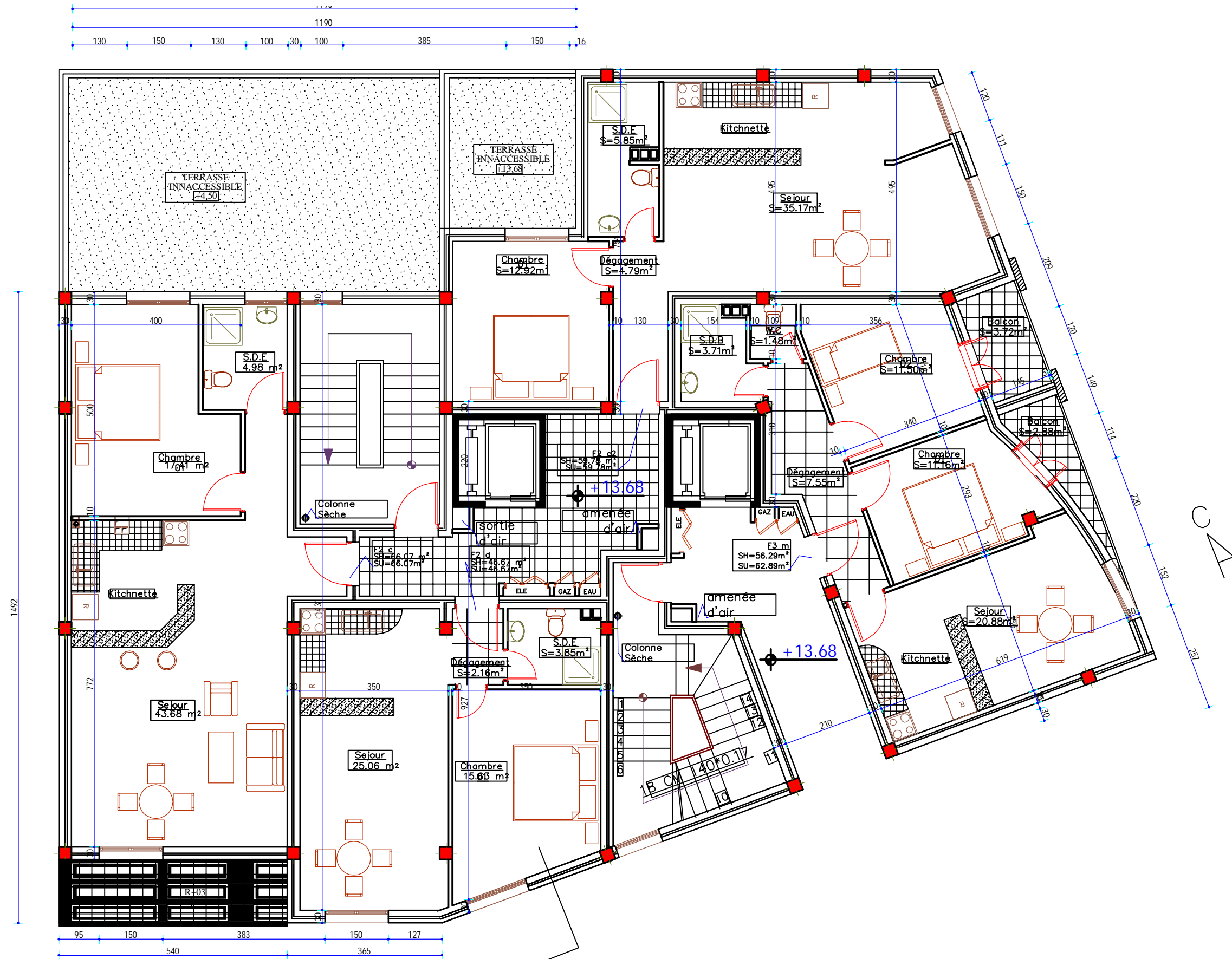
sous sol ---Ech 1/100---



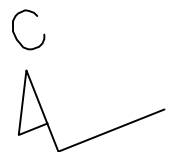
Plan Rez de chaussée ---Ech 1/100---

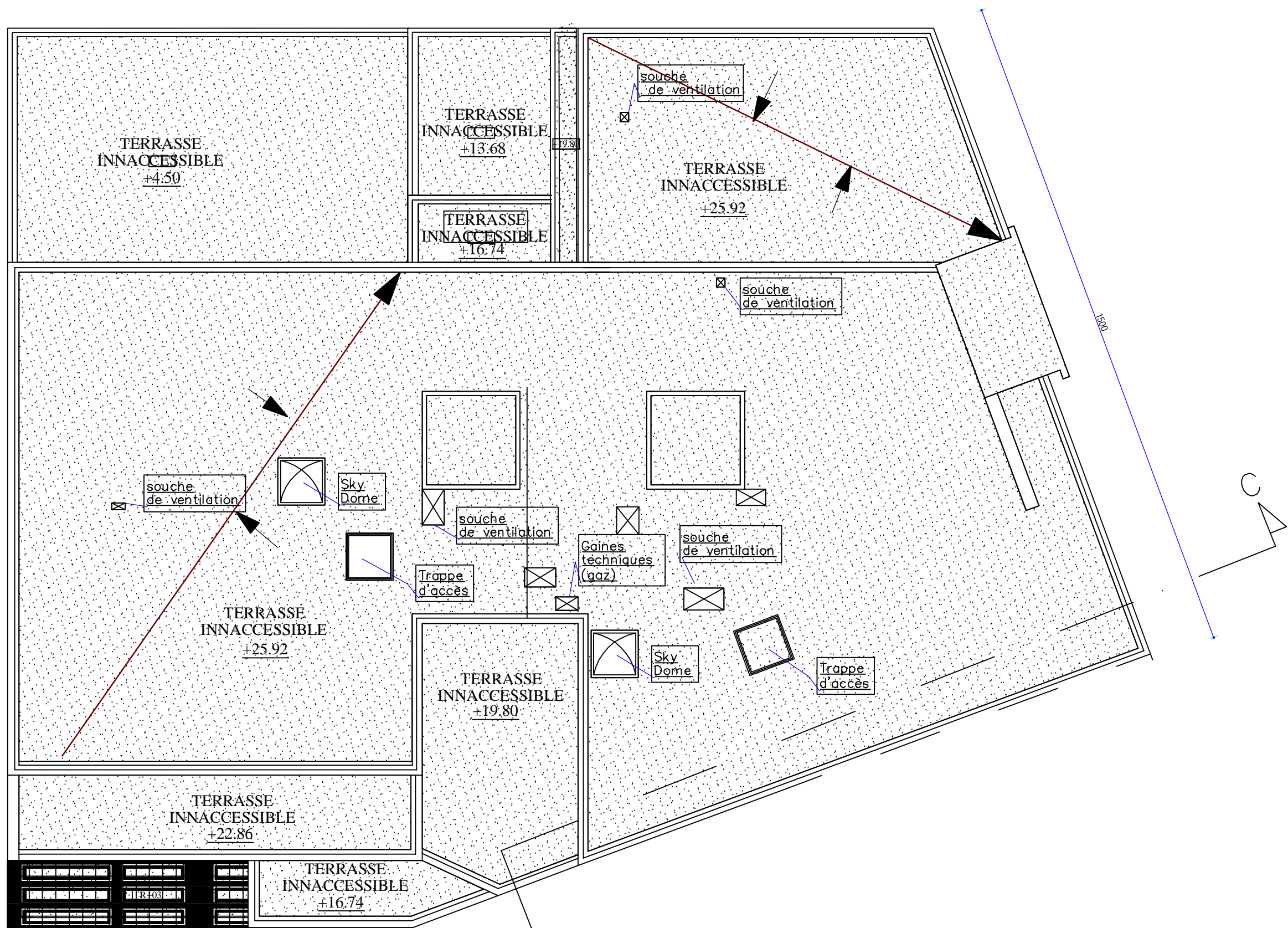


PLAN 1^{er} - 3 eme ETAGE ---Ech 1/100---

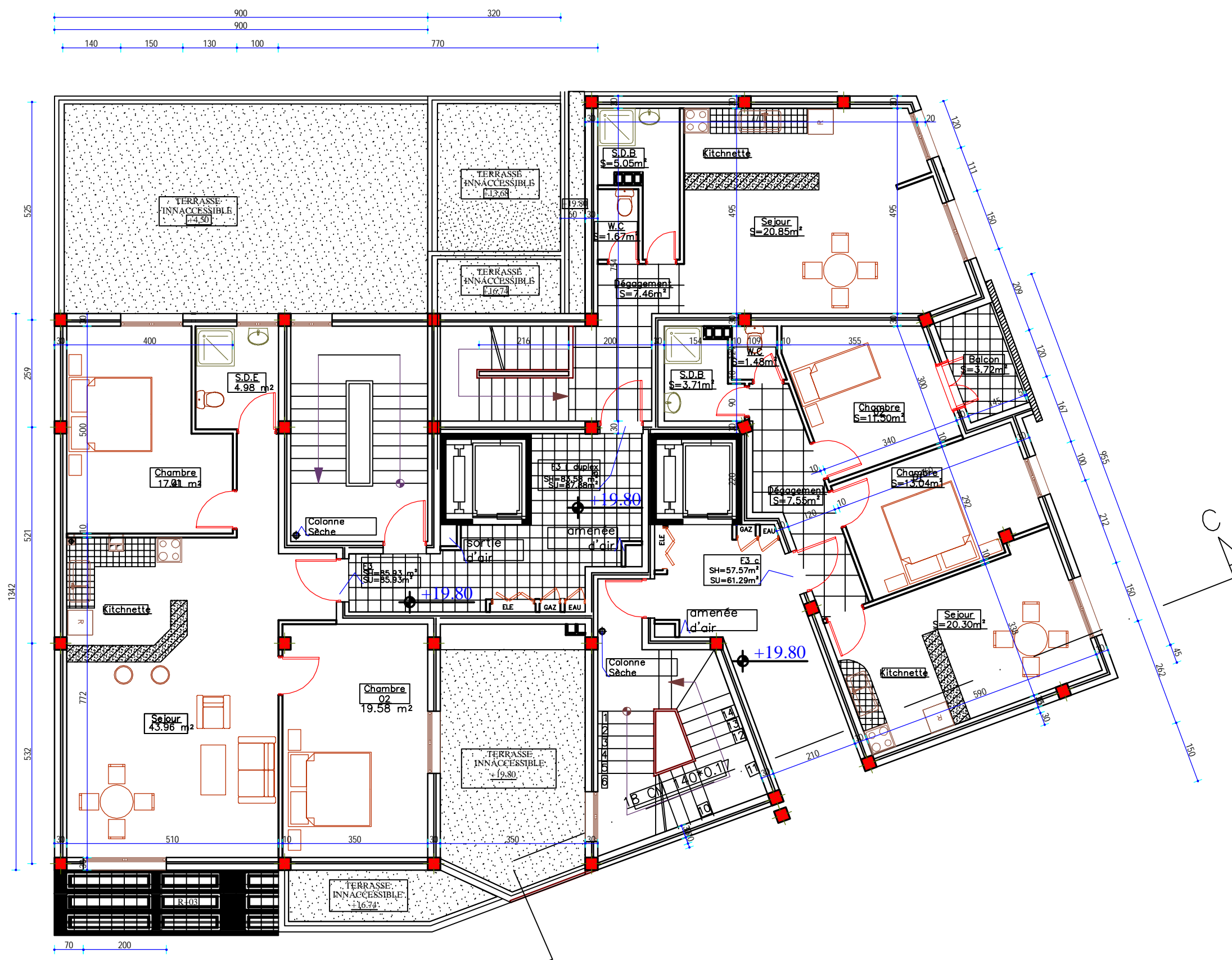


PLAN 4^{ème} ETAGE ---Ech 1/100---





PLAN DE TOITURE ---Ech 1/100---



PLAN 6^{ème} ETAGE ---Ech 1/100---

