

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

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie civil

Option : Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+6 avec 4 entresol)
en Béton Armé à contreventement mixte**

Réalisé par :

- BELLILI Sara
- GUENDOUZ Lounis

Encadré par :

- Mme H. CHIKHAMER

Membres du jury :

Mme S. AZIROU
Mr L. RAMDANI

Promotion 2024/2025

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, et leur soutien constant tout au long de mon parcours académique.

A mes frères YUCEF, BILLAL et ZINE DINE.

A ma sœur ILICIA.

Pour leurs encouragements et leur présence rassurante.

A mes amis, qui ont su m'inspirer me motiver et croire en moi, même dans les moments de doute.

A mon binôme pour sa patience et sa disponibilité

A tout ce qui de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Merci du fond du cœur.

SARA

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Avant tout, je remercie Dieu tout-puissant de m'avoir donnée la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je remercie sincèrement Mme CHIKH AMER pour sa disponibilité, ses conseils, éclairés sa rigueur et son accompagnement tout au long de ce projet .Son encadrement a été précieux dans l'élaboration de ce mémoire.

Je souhaite également remercier les enseignants et membres du corps professoral de l'université de Targa Ouezmour pour les connaissances et les compétences qu'ils m'ont transmises durant mon parcours universitaire.

Enfin, je dédie une pensée toute particulière à ma famille et mes amis pour leur soutien moral, leur patience et leur encouragement sans faille tout au long de cette aventure.

SARA

Remerciements

الحمد لله الذي بنعمته نتم الصلوات وبشكره تدوم النعم، والحمد لله الذي بتوفيقه وتيسيره تصلح الأمور ونتم
كبرى النعم، الحمد لله الذي تستقيم باسمه الأمور، اللهم كل الحمد كما ينبغي لجلال وجهك وعظيم سلطانك

I wholeheartedly would like to thank our supervisor Mrs. CHIKH AMER for invaluable guidance, continuous support, and encouragement throughout our last semester. Her expertise, insightful feedback and limitless patience with us, greatly contributed to our success. I'm truly grateful for the opportunity to learn under her supervision.

Also, I'd like to take this opportunity to thank my family for their encouragement and support throughout my academic journey and for their sacrifices, I just hope one day I can repay them for everything they've done for me.

LOUNIS

Chapitre 1 : Généralités.

1.	Description de l'ouvrage :	1
2.	Données géométriques :	1
2.1.	Dimension en plan :	1
2.2.	Dimension en élévation :	1
3.	Données du site :	1
4.	Caracteristiques des materiaux utilisés 'Acier-Béton' :	1
4.1.	Le béton :	1
4.2.	Acier :	3
5.	les différents éléments de l'ouvrage :	4
5.1.	Eléments principales :	4
5.2.	Eléments secondaires :	4
5.3.	Le remplissage :	4
5.4.	Les revêtements :	4
5.5.	L'infrastructure :	4
5.6.	Le coffrage :	4
6.	Les règlements utilisés :	5

Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments.

	Introduction :	6
1.	Éléments Secondaires :	6
1.1.	Les Planchers :	6
1.1.1.	Planchers à corps creux :	6
1.1.2.	Dalles Pleines :	13
1.2.	Les escaliers :	14
1.3.	Acrotère :	15
2.	Éléments principaux :	16
2.1.	Les poutres :	16
2.2.	Les poteaux :	17
2.3.	Voiles de contreventement :	17
3.	Evaluation et Descente des Charges :	18
3.1.	Evaluation des charges :	18
3.2.	Descente des Charges :	21
3.2.1.	Les Surfaces Afférentes 'D4' :	21
3.2.2.	Sous G :	22
3.2.3.	Sous Q :	24

Table de matiere

3.3.	Vérifications :	25
3.3.1.	Critère de stabilité de forme :	25
3.3.2.	Critères de résistance :	26
3.3.3.	Conditions de RPA99/V03 :	27

Chapitre 3 : Ferrailage des éléments non structuraux.

Introduction :	28
1. Étude des Planchers :	28
1.1. Plancher en corps creux :	28
1.1.1. Calcul des sollicitations maximales :	29
1.1.2. Ferrailage des Poutrelles :	33
1.1.3. Vérifications à l'ELS :	35
1.1.4. Ferrailage de la dalle de compression :	42
1.1.5. Schémas de ferrailage des poutrelles :	43
1.2. Plancher en dalle pleine :	43
1.2.1. Calcul des sollicitations :	43
1.2.2. Moments isostatiques maximaux :	43
1.2.4. Ferrailage :	44
1.2.5. Vérifications à l'ELS :	45
1.2.6. Armatures de renforts au niveau de l'ouverture :	46
1.2.6.1. Ferrailage de la poutre de renfort P1 :	48
1.2.6.2. Ferrailage de la poutre de renfort P2 :	51
1.2.7. Calcul des dalles en portes-à-faux :	51
1.2.7.1. Ferrailage des panneaux D2 et D3 :	52
1.2.7.2. Vérifications à l'ELS :	52
1.2.7.3. Schéma de ferrailage des dalles en porte-à-faux :	53
2. L'escaliers :	53
2.1. Volées 1 et 3 :	54
2.1.1. Ferrailage des volées 1 et 3 :	55
2.1.2. Vérifications à l'ELS :	56
2.1.3. Schéma de ferrailage des volées 1 et 3 :	59
2.2. Volée 2 :	59
2.2.1. Ferrailage de la volée 2 :	60
2.2.2. Vérifications à l'ELS :	60
3. Acrotère :	61
3.1. Évaluation des charges :	61

Table de matiere

3.2.	Ferraillage de l'acrotère :.....	62
3.3.	Vérification ELS :.....	64
3.4.	Schéma de ferraillage de l'acrotère :.....	65

Chapitre 4 : Etude dynamique.

1.	Objectif :	66
1.1.	La méthode statique équivalente (MSE) :.....	66
1.2.	La méthode d'analyse modale spectrale :.....	66
2.	Calcul de la force sismique totale par la MSE :	67
3.	Vérification de la résultante sismique à la base :	69
4.	Analyse modale de la structure :.....	70
4.1.	Dispositions et dimensions des voiles :.....	70
4.2.	Périodes de vibration et taux de participation massiques :	71
4.3.	Justification de l'interaction voiles/portiques :.....	73
4.4.	Vérification de l'effort normal réduit :.....	73
4.5.	Vérifications des déplacements inter-étages :.....	76
4.6.	Vérification des effets du second ordre (Effet P- Δ) :.....	76
4.7.	Vérification de stabilité au renversement :	77

Chapitre 5 : Ferraillage des éléments structuraux.

	Introduction :	79
1.	Etudes des poteaux :	79
1.1.	Combinaisons de charges :.....	79
1.2.	Recommandation du RPA99/V03 :	79
1.2.1.	Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1] :.....	79
1.2.2.	Armatures transversales [Art 7.4.2.2]	80
1.3.	Sollicitations de calcul :.....	80
1.4.	Calcul de ferraillage :.....	81
1.4.1.	Armatures logitudinales :.....	81
1.4.2.	Armatures transversales :.....	82
1.5.	Vérification de stabilité de forme :	83
1.6.	Vérification à l'ELS :.....	84
2.	Etudes des poutres :	86
2.1.	Effet de variation de la température :.....	86
2.1.1.	Combinaisons des charges	86
2.1.2.	Prise en compte de la température dans le modèle	87
2.2.	Recommandations de RPA99/V03 :	87

Table de matiere

2.2.1.	Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1] :.....	87
2.2.2.	Armatures transversales [Art 7.5.2.2] :.....	87
2.3.	Sollicitations de calcul :.....	87
2.4.	Calcul du ferrailage :.....	88
2.4.1.	Armatures longitudinales :.....	88
2.4.2.	Armatures transversales :.....	89
2.4.2.1.	Vérification du cisaillement :.....	89
2.4.2.2.	Calcul de la section des armatures transversales :.....	89
2.5.	Vérification à l'ELS :.....	90
2.5.1.	Les sollicitations maximales à l'ELS :.....	90
2.5.2.	Vérification des contraintes :.....	90
2.6.	Vérifications des rotules plastiques :.....	90
2.6.1.	Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres :.....	91
2.7.	Calcul des poutres de chainage :.....	93
2.7.1.	Les sollicitations :.....	93
2.7.2.	Ferrailage de la poutre de chainage.....	93
2.7.3.	Armatures transversales.....	94
2.8.	Calcul de la poutre brisée de l'escalier	94
3.	Etudes des voiles :.....	95
3.1.	Combinaison des charges :.....	95
3.2.	Recommandations du RPA99/V03 :.....	95
3.2.1.	Armatures verticales [Art 7.7.4.1] :.....	95
3.2.2.	Armatures transversales [Art 7.7.4.2] :.....	95
3.2.3.	Règles communes [Art 7.7.4.3] :.....	95
3.3.	Sollicitations de calcul :.....	96
3.4.	Ferrailage vertical :.....	97
3.5.	Recommasndation du RPA :.....	99
3.6.	Ferrailage transversale :.....	100
3.7.	Vérification ELS :.....	100
3.8.	Schéma de ferrailage de Vx1 :.....	102

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

1.	Etude de voile périphérique :.....	103
1.1.	Dimensionnement du voile périphérique :.....	102
1.2.	Caractéristiques géotechniques du sol :.....	103
1.3.	Evaluation des charges et surcharges :.....	104

Table de matiere

1.3.1.	Evaluation de la charge q sur le terrain naturel :	104
1.3.2.	Poussée des terres :	105
1.4.	Application dans ETABS :	105
1.5.	Ferraillage du voile périphérique	106
1.6.	Vérification à l'ELS :	107
1.6.1.	Calcul des armatures à l'ELS :	108
1.7.	Schéma de ferraillage :	108
2.	Etude des fondations	109
2.1.	Choix du type de fondations :	109
2.2.	Calcul de la surface totale des fondations :	109
2.2.1.	Dimensionnement des fondations :	109
2.2.1.1.	Vérification au poinçonnement :	111
2.2.1.2.	Vérification à la stabilité au renversement :	111
2.2.2.	Dimensionnement des semelles filantes sous murs :	111
2.3.	Ferraillage des fondations adoptées :	113
2.3.1.	Semelle isolée sous poteau :	113
2.3.2.	Semelle filante sous mur (voile) :	114
2.3.3.	Calcul des longrines :	115

Chapitre 1 : Généralités.

Figure 1.1 : Dimensions de l'éprouvette	2
Figure 1.2 : Diagramme de calcul Contraintes/Déformations à l'ELU	2
Figure 1.3 : Diagramme Contraintes/Déformations d'acier	3

Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments.

Figure 2.1 : Disposition des poutrelles 'Entre Sol 2'.	7
Figure 2.2 : Disposition des poutrelles 'Entre Sol 3'.	8
Figure 2.3 : Disposition des poutrelles 'Entre Sol 4 et RDC'.	9
Figure 2.4 : Disposition des poutrelles 'étages courants'.	10
Figure 2.4 : Disposition des poutrelles 'terrasse'	11
Figure 2.5 : Dimensions d'une poutrelle	13
Figure 2.6 : Premier type d'escalier.	14
Figure 2.7 : Deuxième type d'escalier et son schéma statique.	15
Figure 2.8 : Modélisation de l'acrotère.	16

Chapitre 3 : Ferrailage des éléments non structuraux.

Figure 3.1 : Plan de ferrailage des poutrelles 'Niveau 1'	43
Figure 3.2 : Le panneau 'D5'	46
Figure 3.3 : Distribution des charges sur les poutres de renforts.....	47
Figure 3.4 : Distribution des charges sur P ₁	47
Figure 3.5 : Distribution des charges sur P ₂	48
Figure 3.6 : Les charges transmis sur P ₂	49
Figure 3.7 : Les charges totale sur P ₂ (Sous M)	50
Figure 3.8 : Les charges totale sur P ₂ (Sous V)	50
Figure 3.9 : Schéma statique d'une dalle en porte-à-faux	51
Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de porte-à-faux.....	53
Figure 3.11 : Schéma statique de l'escalier 'Type 2'	54
Figure 3.12 : Schéma de ferrailage des volées 1 et 3.	59
Figure 3.13 : Schéma statique de la volée 2 de l'escalier 'Type 2'	59
Figure 3.14 : Schéma statique de l'acrotère.	61
Figure 3.15 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	65

Chapitre 4 : Etude dynamique.

Figure 4.1 : Spectre de réponse (sens x et y).....	67
Figure 4.2 : Disposition des voiles dans les différents étages	70
Figure 4.3 : dispositions des voiles 'vue 3D'	70
Figure 4.4 : 1 ^{er} Mode de vibration (translation suivant x-x).	72
Figure 4.5 : 2 ^{eme} Mode de vibration (translation suivant y-y).	73
Figure 4.6 : 3 ^{eme} Mode de vibration (translation suivant z-z).....	73
Figure 4.7 : Pourcentages des charges verticales repris par les voiles et les portiques.	74
Figure 4.8 : Charges horizontales reprises par les voiles et les portiques dans les deux sens	75

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux.

Liste des figures

Figure 5.1 : Zone nodale.....	79
Figure 5.2 : répartition des moments résistants dans les zones nodales.	91
Figure 5.3 : Répartition des longueurs tendue et comprimée.....	97
Figure 5.3 : Schéma de ferrailage de Vx1.	102

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure.

Figure 6.1 : Voile périphérique du bâtiment étudié.	103
Figure 6.2 : Schéma de la position du voile périphérique par rapport à la structure.	104
Figure 6.3 : Les charges et surcharges appliquées au voile périphérique.....	104
Figure 6.4 : La surface qui reprend la charge G2	105
Figure 6.5 : Les panneaux calculés.	106
Figure 6.6 : La répartition des contraintes sur le voile périphérique.	106
Figure 6.7 : Schéma de ferrailage de voile.	108
Figure 6.8 : Semelle filante sous mur.....	111
Figure 6.9 : les voiles choisis pour l'étude des fondations.	112
Figure 6.10 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée.....	114
Figure 6.11 : Schéma de ferrailage de semelle filante sous VPC.....	115
Figure 6.12 : Schéma de ferrailage des longrines.....	116

Chapitre 1 : Généralités.

Tableau 1.1 : Les caractéristiques mécaniques des aciers	3
--	---

Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments.

Tableau 2.1 : Epaisseurs des planchers des différents niveaux.	12
Tableau 2.2 : Le prédimensionnement des dalles pleines.	13
Tableau 2.3 : Le pré-dimensionnement des poutres.	16
Tableau 2.4 : Le prédimensionnement des poteaux.	17
Tableau 2.5 : Prédimensionnement des voiles	18
Tableau 2.6 : Evaluation du chargement du planchers à corps creux	18
Tableau 2.7 : Evaluation du chargement du planchers en <u>DP</u>	18
Tableau 2.8 : Evaluation du chargement du planchers en <u>DP</u> au niveau de la cage d'ascenseur.	19
Tableau 2.9 : Evaluation du chargement du plancher en dalle pleine (terrasse accessible)	19
Tableau 2.10 : Evaluation du chargement du plancher en corps creux (terrasse inaccessible)	19
Tableau 2.11 : Evaluation du chargement du plancher en dalle pleine (terrasse inaccessible)	20
Tableau 2.12 : Evaluation du chargement du palier de repos (Type 2).	20
Tableau 2.13 : Evaluation du chargement sur la volée (Type 2)	20
Tableau 2.14 : Evaluation du chargement du mur double cloison.	21
Tableau 2.15 : La descente des charges sur le poteau 'D4'	22
Tableau 2.16 : La descente des charges et dégression des surcharges sur 'D4'.	25
Tableau 2.17 : La vérification de critère de stabilité de forme.	26
Tableau 2.18 : La vérification de critère de résistance.	26
Tableau 2.19 : La vérification des conditions de RPA99/V03.	27

Chapitre 3 : Ferrailage des éléments non structuraux.

Tableau 3.1 : Tableau récapitulatif des différents types des poutrelles.	28
Tableau 3.2 : Tableau récapitulatif des conditions.	30
Tableau 3.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les poutrelles du niveau 1.	32
Tableau 3.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les poutrelles.	32
Tableau 3.5 : Tableau récapitulatif de la nouvelle valeur de la flèche.	39
Tableau 3.6 : Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinale d'autres niveaux.	39
Tableau 3.7 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversale d'autres niveaux.	40
Tableau 3.8 : Tableau récapitulatif des vérifications à ELU d'autres niveaux.	40
Tableau 3.9 : Tableau récapitulatif d'état limite des fissures d'autres niveaux.	41
Tableau 3.10 : Tableau récapitulatif de la flèche d'autres niveaux.	42
Tableau 3.11 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans 'D5'	44
Tableau 3.12 : Ferrailage longitudinal dans le panneau 'D5'	45
Tableau 3.13 : Tableau vérification à ELS du panneau 'D5'	45
Tableau 3.14 : Tableau récapitulatif de calcul de la flèche dans 'D5' au niveau 1	46
Tableau 3.15 : Tableau ferrailage de poutre de renfort P1.	48
Tableau 3.16 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversales dans 'P1'.	48
Tableau 3.17 : Tableau ferrailage de poutre de renfort P2	51
Tableau 3.18 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversales dans 'P2'.	51
Tableau 3.19 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les panneaux D2 et D	52
Tableau 3.20 : Ferrailage longitudinal dans les panneaux.	52

Liste des tableaux

Tableau 3.21 : Tableau récapitulatif de vérifications des armatures transversales dans les panneaux ..	52
Tableau 3.22 : Tableau vérification à ELS dans les panneaux	52
Tableau 3.23 : Tableau récapitulatif de vérifications des conditions de la fleche dans les panneaux ...	53
Tableau 3.24 : Tableau récapitulatif de calcul de la fleche dans les panneaux	53
Tableau 3.25 : Tableau récapitulatif des combinaisons	54
Tableau 3.26 : Tableau récapitulatif des sollicitations max.	55
Tableau 3.27 : Tableau récapitulatif de résultats de ferrailage escalier	56
Tableau 3.28 : Tableau vérification à ELS dans l'escalier.	56
Tableau 3.29 : Tableau récapitulatif des différents chargements sur la volée et le palier	57
Tableau 3.30 : Tableau récapitulatif de la fleche dans les volée 1 et 3	57
Tableau 3.31 : Tableau récapitulatif des charges après l'augmentation de l'épaisseur	57
Tableau 3.32 : Tableau récapitulatif des sollicitation après l'augmentation de l'épaisseur	57
Tableau 3.33 : Tableau récapitulatif de résultats de ferrailage escalier	57
Tableau 3.33 : Tableau vérification à ELS dans l'escalier.	58
Tableau 3.34 : Tableau récapitulatif des différents chargements sur la volée et le palier	58
Tableau 3.35 : Tableau récapitulatif de la fleche dans les volée 1 et 3.	58
Tableau 3.36 : Tableau récapitulatif de la fleche dans le palier en console	59
Tableau 3.37 : Tableau récapitulatif de résultats de ferrailage de la volée 2.	60
Tableau 3.38 : Tableau vérification à ELS dans la volée 2	60
Tableau 3.39 : Tableau récapitulatif de la fleche dans la volée 2.	61
Tableau 3.40 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans l'acrotère	62

Chapitre 4 : Etude dynamique.

Tableau 4.1 : Tableau récapitulatif des valeurs de pénalités	68
Tableau 4.2 : Valeur de la période 'T' pour le calcul de ' V_{base} '	68
Tableau 4.3 : Tableau récapitulatif des coefficients.	69
Tableau 4.4 : Tableau récapitulatif des forces sismiques à la base.	69
Tableau 4.5 : Dimensions des voiles adoptées.	70
Tableau 4.6 : Dimensions des poteaux adoptées	71
Tableau 4.7 : Tableau récapitulatif de participation modale et période de vibration.	71
Tableau 4.8 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort normal réduit	75
Tableau 4.9 : Vérification des déplacements relatifs.	76
Tableau 4.10 : Vérification de l'effet P- Δ	77
Tableau 4.11 : Vérifications de stabilité au renversement.	77

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau 5.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les poteaux	80
Tableau 5.2 : Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal.	81
Tableau 5.3 : Contraintes de cisaillement dans les poteaux	82
Tableau 5.4 : Tableau récapitulatif des armatures transversales dans les poteaux.	83
Tableau 5.5 : Vérification de la stabilité de forme des poteaux.	83
Tableau 5.6 : Les sollicitations maximales dans les poteaux 'ELS'	84
Tableau 5.7 : Tableau récapitulatif de vérification des contraintes 'ELS'.	85
Tableau 5.8 : Les sollicitations maximales pour ferrailer les poutres principales périphériques.	88
Tableau 5.9 : Les sollicitations maximales pour ferrailer les poutres principales non périphériques. ...	88

Liste des tableaux

Tableau 5.10 : Les sollicitations maximales pour ferrailer les poutres secondaires périphériques.	88
Tableau 5.11 : Les sollicitation maximales pour ferrailer les poutres secondaires non périphériques.	88
Tableau 5.12 : Résultats de ferrailage des poutres principales périphériques.	88
Tableau 5.13 : Résultats de ferrailage des poutres principales non périphériques.	89
Tableau 5.14 : Résultats de ferrailage des poutres secondaires périphériques.	89
Tableau 5.15 : Résultats de ferrailage des poutres secondaires non périphériques.	89
Tableau 5.16 : Efforts tranchants maximaux dans les poutres.	89
Tableau 5.17 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales à l'ELS.	90
Tableau 5.18 : Tableau récapitulatif des contraintes maximales obtenues des deux modèles.	90
Tableau 5.19 : Moments résistants dans les poteaux 'par faces'.	91
Tableau 5.20: Moments résistants dans les poutres non périphériques.	92
Tableau 5.21 : Vérification de la zone nodale dans les différents niveaux.	92
Tableau 5.22 : Nouvelle section d'aciers des poteaux.	93
Tableau 5.23 : Nouvelles vérification des la zone nodale dans les niveaux 7 à 10.	93
Tableau 5.24 : Sollicitations maximales dans la poutre de chainage.	93
Tableau 5.25 : Résultats de ferrailage de la poutre de chainage.	93
Tableau 5.26 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversale.	94
Tableau 5.27 : Sollicitations maximales dans V_{x1} (et V_{x2}).	96
Tableau 5.28 : Sollicitations maximales dans V_{y1} (et V_{y2}).	96
Tableau 5.29 : Sollicitations maximales dans V_{y3} (et V_{y4})	96
Tableau 5.30 : Résultats de ferrailage de ' V_{x1} ' & ' V_{x2} '.	97
Tableau 5.31 : Résultats de ferrailage de ' V_{y1} '& ' V_{y2} '.	98
Tableau 5.32 : Résultats de ferrailage de ' V_{y3} '& ' V_{y4} '.	98
Tableau 5.33 : Tableau récapitulatif de la section d'aciers minimale calculée dans chaque niveau.	99
Tableau 5.34 : Efforts tranchants maximaux dans ' V_{x1} '.	100
Tableau 5.35 : Résultats de ferrailage transversal dans ' V_{x1} '.	100
Tableau 5.36 : Les sollicitations maximales tirés des deux modeles 'ELS'.	100

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure.

Tableau 6.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans le panneau 1 du voile périphérique.	107
Tableau 6.2 : Résultats de ferrailage.	107
Tableau 6.3 : Résultats de vérification ELS dans le voile périphérique.	108
Tableau 6.4 : Les sections d'armatures à l'ELS.	108

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé à contreventement mixte de type R+6 avec 4 entresols, situé à Oued Ghir, Bejaïa. Il est destiné à un usage multiple : commerces, services et habitations. L'analyse tient compte du contexte géotechnique local (sol rocheux) et des normes algériennes de construction : CBA93, RPA99/V03. L'ossature est composée de portiques et de voiles assurant la stabilité sismique. Le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux a été effectué pour garantir sécurité et économie. Le ferrailage a été effectué selon les règlements en vigueur. Une modélisation dynamique avec le logiciel ETABS a permis d'évaluer la réponse sismique de la structure sous les différents chargements. Enfin, les éléments de l'infrastructure ont été dimensionnés et ferrillés en tenant compte des charges et des caractéristiques du sol.

Mots clés : Bâtiment multi-étages - éléments secondaires - Eléments principaux - Modélisation dynamique - Voiles - Etabs - Spectre de réponse - RPA - Rotules plastiques - Effort normal réduit - Voile périphérique.

Abstract

This thesis focuses on the study of a reinforced concrete building with a mixed bracing system (ground floor+6 floors with 4 basements), located in Oued Ghir, Bejaïa. It is designed for mixed-use purposes: commercial spaces, services, and residential units. The analysis considers the local geotechnical context (rocky soil) and Algerian construction standards: CBA93 and RPA99/v03. The structural framework consists of moment frames and shear walls to ensure seismic stability. Preliminary sizing of structural and non-structural elements was carried out to guarantee both safety and cost-efficiency. Reinforcement design followed current regulations. A dynamic modelling approach using ETABS software was employed to assess the structure's seismic response under various loads. Finally, the foundation elements were sized and reinforced, accounting for load distribution and soil characteristics.

Key words : Multi-story building - Secondary elements - Primary elements - Dynamic modeling - Shear walls -Etabs - Response spectrum - RPA - Plastic hinges - Reduced axial force - Peripheral shear wall.

ملخص

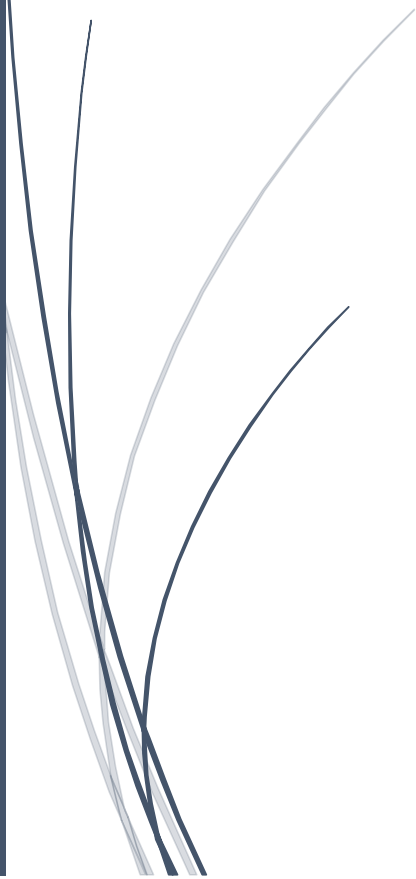
تتناول هذه المذكرة دراسة مبنى خرساني مسلح بنظام تثبيت مختلط (طابق أرضي + 6 طوابق + 4 طوابق تحت الأرض) يقع في وادي غير ببجاية . وهو مخصص لاستخدامات متعددة : تجارية، خدمية، سكنية . يأخذ التحليل في الاعتبار السياق الجيوتقني المحلي (تربة صخرية) وأكواد البناء الجزائري: CBA93 و RPA99/v03. يتكون الهيكل الإنشائي من أطر مقاومة للعزوم وجدران قص لضمان الثبات الزلزالي. تم التصميم الأولي للعناصر الإنشائية وغير الإنشائية لتحقيق الأمان والجدوى الاقتصادية، مع مراعاة قواعد التسليح السارية. تم استخدام النمذجة الديناميكية عبر برنامج ETABS لتقييم استجابة المبنى للزلازل تحت أحمال مختلفة. أخيراً، تم تصميم وتسليح عناصر الأساس مع مراعاة توزيع الأحمال وخصائص التربة.

الكلمات المفتاحية : مبنى متعدد الطوابق - عناصر ثانوية - عناصر رئيسية - نمذجة ديناميكية - جدران قصية - إيتابس - طيف الاستجابة - RPA - مفصلات لدنة - قوة محورية مخفضة - جدار قص محيطي .



Promotion 2025

Introduction Générale



Introduction générale

Le génie civil représente un domaine stratégique de l'ingénierie, centré sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages d'infrastructure. Dans un contexte de croissance urbaine accélérée et de sollicitations naturelles de plus en plus sévères, l'ingénieur civil doit proposer des solutions techniques fiables, économiques et durables, en intégrant des exigences normatives strictes et des contraintes spécifiques au site du projet.

L'approche moderne de la conception des structures impose une maîtrise rigoureuse des actions permanentes et variables, des effets dynamiques tels que les séismes, ainsi que des comportements mécaniques des matériaux. Le dimensionnement des éléments structuraux doit répondre à des critères de stabilité, de résistance ultime et de service, en accord avec les normes nationales telles que **RPA99 VERSION 2003** (Règles Parasismiques Algériennes), **BAEL91 Modifié 1999** (béton armé aux états limites), **CBA93**.

Le présent projet de fin d'études consiste en une étude technique complète d'un bâtiment à usage mixte en R+6 avec 4 niveaux d'entre sol, implanté à Bejaïa, une zone de moyenne sismicité. Le travail est structuré en six chapitres. Après une brève présentation de l'ouvrage et des principales caractéristiques du béton armé, nous avons entamé le travail par un prédimensionnement des éléments de la structure en chapitre deux. Le chapitre trois est consacré à l'étude des éléments secondaires. L'étude dynamique du bâtiment est présentée au quatrième chapitre où nous avons utilisé un logiciel de modélisation (**ETABS V16**) qui nous a permis d'analyser le comportement ainsi que les réponses du bâtiment au séisme. Au terme de ce chapitre, les dimensions finales des éléments de contreventement sont définis et les exigences du règlement parasismique vérifiées. L'étude des éléments principaux est exposée au chapitre cinq. Le dernier chapitre a été consacré à l'étude de l'infrastructure qui a été dimensionnée en se basant sur les résultats et les recommandations du rapport géotechnique. Le travail est clôturé par une conclusion générale.

Promotion 2025

Chapitre 1: Généralités

1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude, est un bâtiment en R+6 avec 4 entre sol, implanté à « Oued Ghir - Béjaia », le 1^{er} entre sol est destiné pour des 'locaux commerciaux', le 2^{ème} entre sol pour des 'services', le reste des niveaux sont désignés à l'habitation. La dalle du dernier niveau est constituée d'une terrasse accessible et une autre accessible. Notre structure est classée d'après le **RPA99 VERSION 2003** dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

D'après la classification sismique des wilayas et commune d'Algérie, Bejaia est classée dans la zone 'II-a', zone de moyenne sismicité.

2. Données géométriques :

2.1. Dimension en plan :

- Largeur totale : 15.61 m
- Longueur totale : 32.60 m

2.2. Dimension en élévation :

- Hauteur totale : 38.78 m
- Hauteur du 1^{er} entre sol : 4.08 m
- Hauteur d'autres niveaux : 3.10 m

3. Données du site :

D'après l'étude géotechnique pour notre projet de logements a Béjaia. Deux assiettes sont étudiées avec des contraintes de :

- 3.5 bar a un encreage de 3 m par rapport au niveau du terrain actuel.
- 2 bar a un encreage de 1.5 m par rapport au niveau de la route.

D'après la classification des sites, établie dans le **RPA99 VERSION 2003** – [Art 3.2.1], le sol est Rocheux (S1). Il est sensible à l'eau et recommandé de faire des terrassements progressifs et d'éviter les travaux pendant la pluie pour protéger les fondations.

4. Caractéristiques des matériaux utilisés 'Acier-Béton' :

Les matériaux utilisés dans la construction conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armées '**BAEL 91/99**'

4.1. Le béton :

Est un mélange des granulats, de ciment, d'eau et des adjuvants pour améliorer ses caractéristiques.

4.1.1. Résistances à la compression du béton ' F_{c28} ' :

La résistance du béton à la compression, notée ' F_{c28} ', est mesurée après 28 jours sur une éprouvette cylindrique.

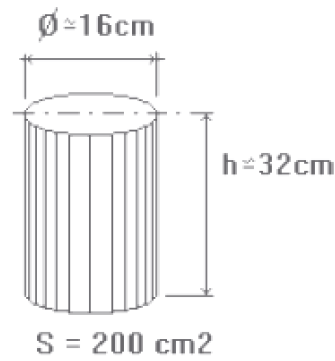


Figure 1.1 : Dimensions de l'éprouvette.

Selon le **BAEL 91/99**, elle doit être entre 20MPa et 45MPa pour les éléments principaux.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

4.1.2. Résistance à la traction du béton ' F_{t28} ' :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 F_{cj} \dots [\text{B.A.E.L 91/99 - Art.A.2.1-12}].$$

Dans notre cas : $F_{t28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPa}$.

4.1.3. Contraintes limites du béton :

4.1.3.1. État limite ultime 'ELU' :

$$F_{bu} = \frac{0.85 * F_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Contrainte limite à la compression (pour une section rectangulaire), par contre une section circulaire on prend 0.80 au lieu de 0.85.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$\gamma_b = 1.15$ dans les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$ dans les situations courantes.

Avec : $\theta = 1$

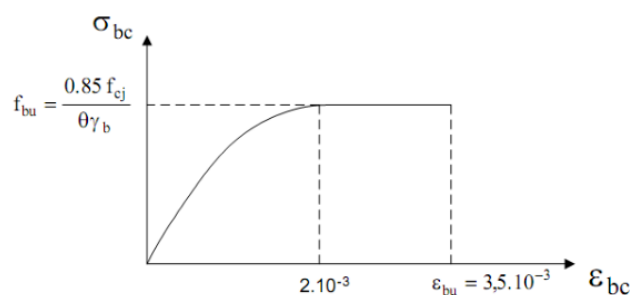


Figure 1.2 : Diagramme de calcul Contraintes/Déformations à l'ELU.

Le diagramme est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime (ELU) de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

4.1.3.2. État limite service 'ELS'

Il consiste à l'équilibre entre sollicitations réelles et résistantes respecte les contraintes limites. À l'ELS, la contrainte limite en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6F_{c28} = 15MPa$$

4.1.4. Phénomène de retrait :

Après le coulage, une pièce de béton exposée à l'air a tendance à se rétracter en raison de l'évaporation de l'eau non liée chimiquement au ciment. Ce phénomène de retrait engendre des contraintes internes de traction, pouvant entraîner l'apparition de fissures.

4.2. Acier :

L'acier est un alliage composé principalement de fer et de carbone, avec la teneur en carbone déterminant ses propriétés. Il se distingue par sa limite élastique et son module d'élasticité. On distingue trois types d'acier :

- **Les barres rondes lisses (RL)** : ce sont des barres laminées de section circulaire.
- **Les aciers à haute adhérence (HA)** : sont des barres circulaires avec une surface rugueuse, traitée mécaniquement pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton, renforçant ainsi les structures.
- **Les treillis soudés** : sont formé par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

Leurs caractéristiques mécaniques sont résumés dans le **tableau 2.1** :

Tableau 1.1 : Les caractéristiques mécaniques des aciers

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes résistances		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérence
Désignation	FeE215	EeF235	FeE400	EeF500	FeE500	FeE500
Fe (MPa)	215	235	400	500	500	500

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

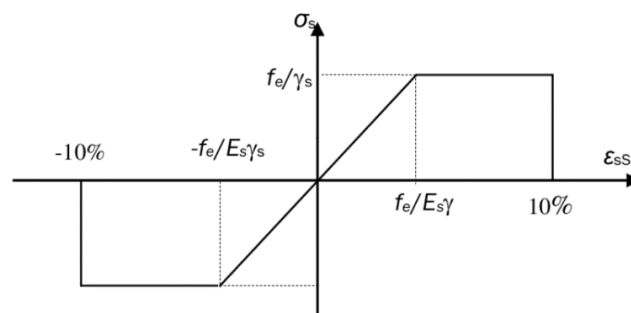


Figure 1.3 : Diagramme Contraintes/Déformations d'acier.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier (σ_s), lorsque l'on connaît sa déformation relative (ϵ_s).

5. Les différents éléments de l'ouvrage :

5.1. Eléments principales :

- **Les poutres** : Sont des éléments horizontaux en béton armé, leurs rôle est de transmettre les charges aux poteaux.
- **Les poteaux** : Sont des éléments verticaux en béton armé, rectangulaire ou bien circulaire, qui transmettent les charges de la superstructure vers l'infrastructure.
- **Les voiles** : Sont des murs en béton armé, qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

5.2. Eléments secondaires :

- **Escaliers** : Son rôle principal est de permettre de passer d'un niveau à un autre, en montant et descendant.
- **Le Plancher** :
 - **En corps creux** : Le plancher qui sépare les niveaux d'un bâtiment et garantit l'isolation thermique et acoustique entre les étages.
 - **En dalle pleine** : Ce sont des planchers en béton armé sont plus résistants et plus lourds que les planchers en corps creux. Ils sont généralement utilisés dans des zones où les corps creux ne peuvent pas être installés, comme les cages d'ascenseur et les balcons.
- **La cage d'ascenseur** : permettre le déplacement entre les niveaux avec facilité, il est composé essentiellement d'une cabine et de sa machinerie.
- **Acrotère** : Est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans les prolongements des murs de la façade.

5.3. Le remplissage :

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- **Murs extérieurs** : réalisés en doubles cloisons de briques creuse de 15cm et 10cm, séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Murs de séparations intérieurs** : ce sont des murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

5.4. Les revêtements :

- Mortier de ciment pour murs extérieurs et façades.
- Enduit en plâtre pour cloisons intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers

5.5. L'infrastructure :

C'est la partie constituée de la fondation, située en dessous du niveau du sol, elle assure la transmission des charges verticales et horizontales au sol, tout en limitant les tassements différentiels

5.6. Le coffrage :

Un coffrage traditionnel en bois et métallique est utilisé de façon à limiter le temps d'exécution.

6. Les règlements utilisés :

Le dimensionnement de notre ouvrage a été réalisé conformément aux règlements suivants :

- BAEI 91/99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites.
- RPA 99/V03 : Règlement Parasismique Algérien.
- DTR B.C 2.2 : Document technique réglementaire pour la détermination des charges et surcharges.
- CBA93 : Code du béton armé Algérien.



Promotion 2025

Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Le prédimensionnement consiste à déterminer les dimensions minimales des divers éléments de la structure en réponse aux efforts sollicitant. Les normes en vigueur, telles que **BAEL91**, **CBA93** et **RPA99 VERSION 2003** seront utilisées. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives, elles pourront être augmentées après les vérifications.

1. Éléments Secondaires :

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

1.1. Les Planchers :

Dans notre projet, les planchers sont en : Corps Creux et en Dalle Pleine.

1.1.1. Planchers à corps creux :

Ce sont des planchers constitués d'entrevous (corps creux), qui sont considérés comme des poids morts (n'interviennent pas dans la résistance de la structure), et de nervures qui constituent l'élément résistant du plancher. Avant d'effectuer un prédimensionnement, il est nécessaire de choisir le sens de disposition des poutrelles. On a deux critères :

- Parallèlement à la plus petite portée, pour minimiser la flèche.
- Critère de la continuité, pour soulager les travées.

Dispositions des Poutrelles :

Les différentes dispositions des poutrelles sont montrées dans la **figure 2.1**

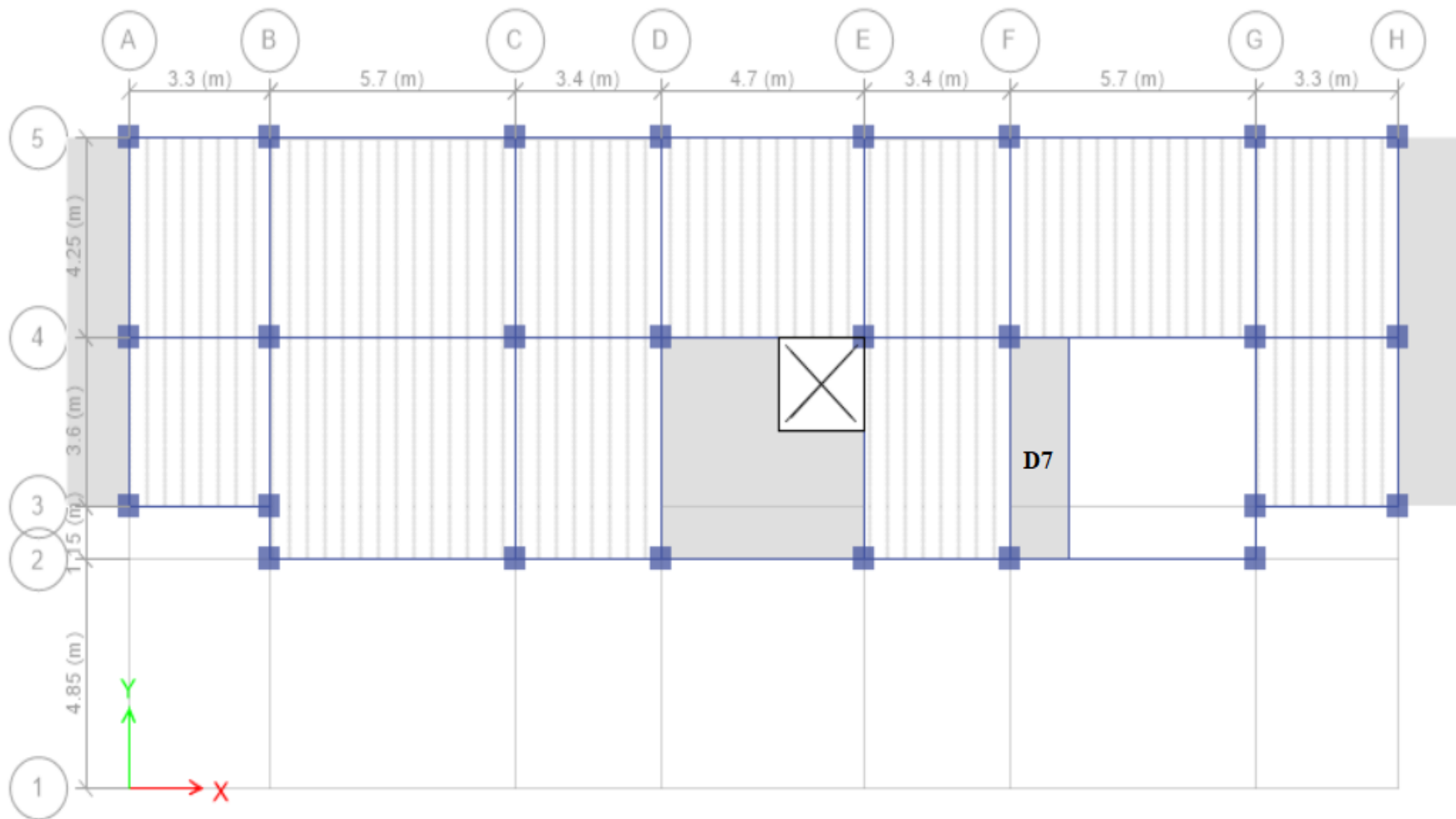


Figure 2.1 : Disposition des poutrelles 'Entre Sol 2'.

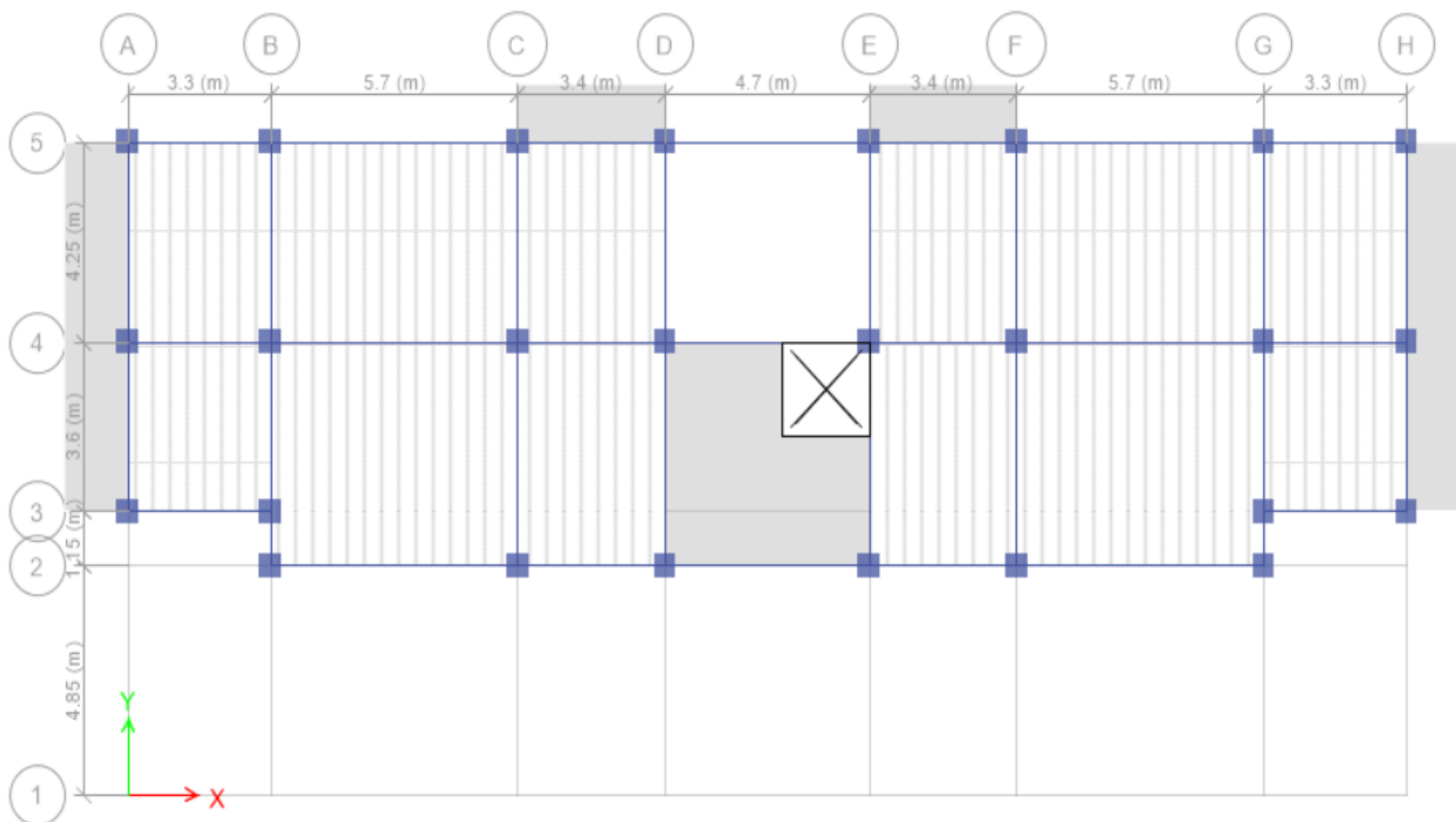


Figure 2.2 : Disposition des poutrelles 'Entre Sol 3'.

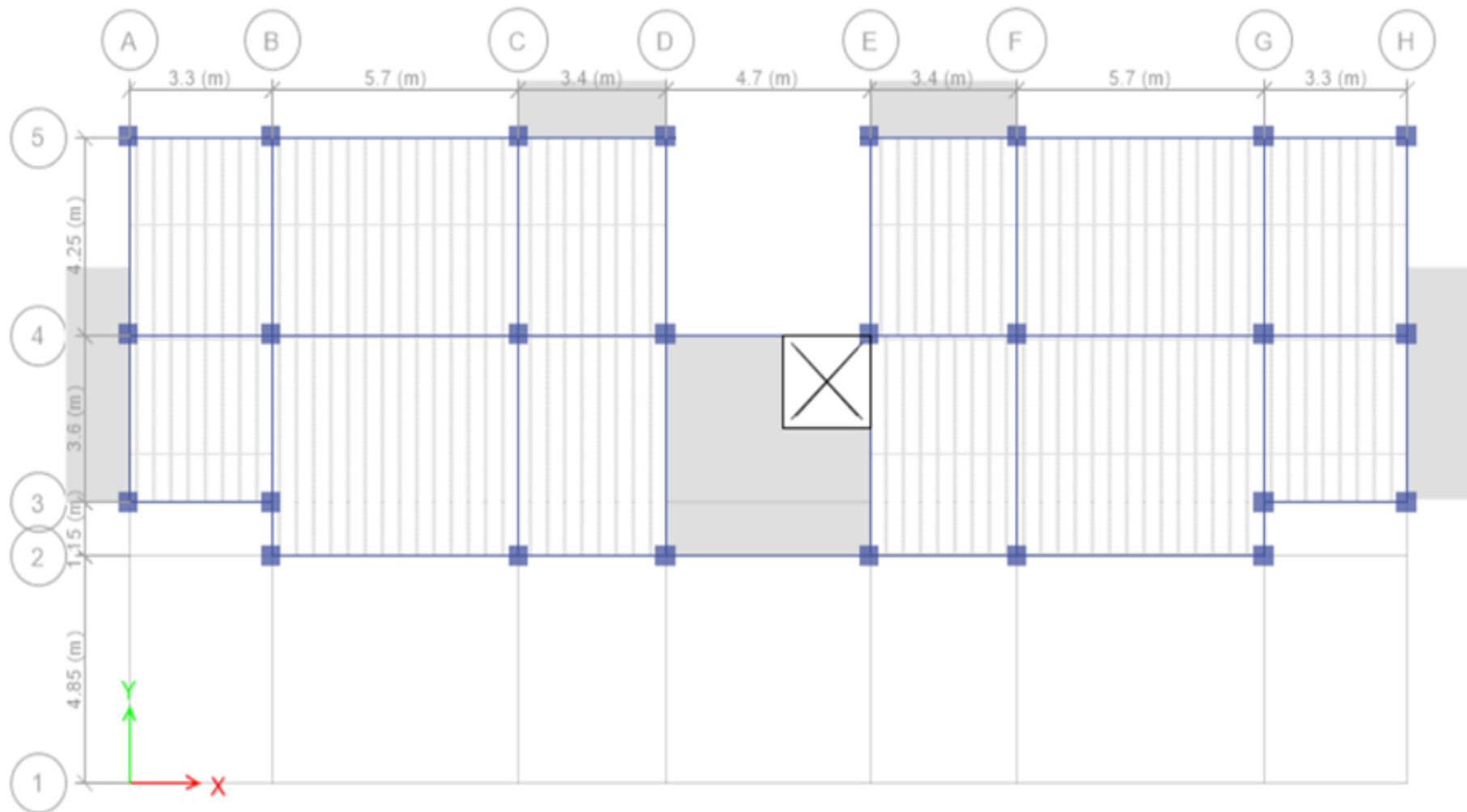


Figure 2.3 : Disposition des poutrelles 'Entre Sol 4 et RDC'.

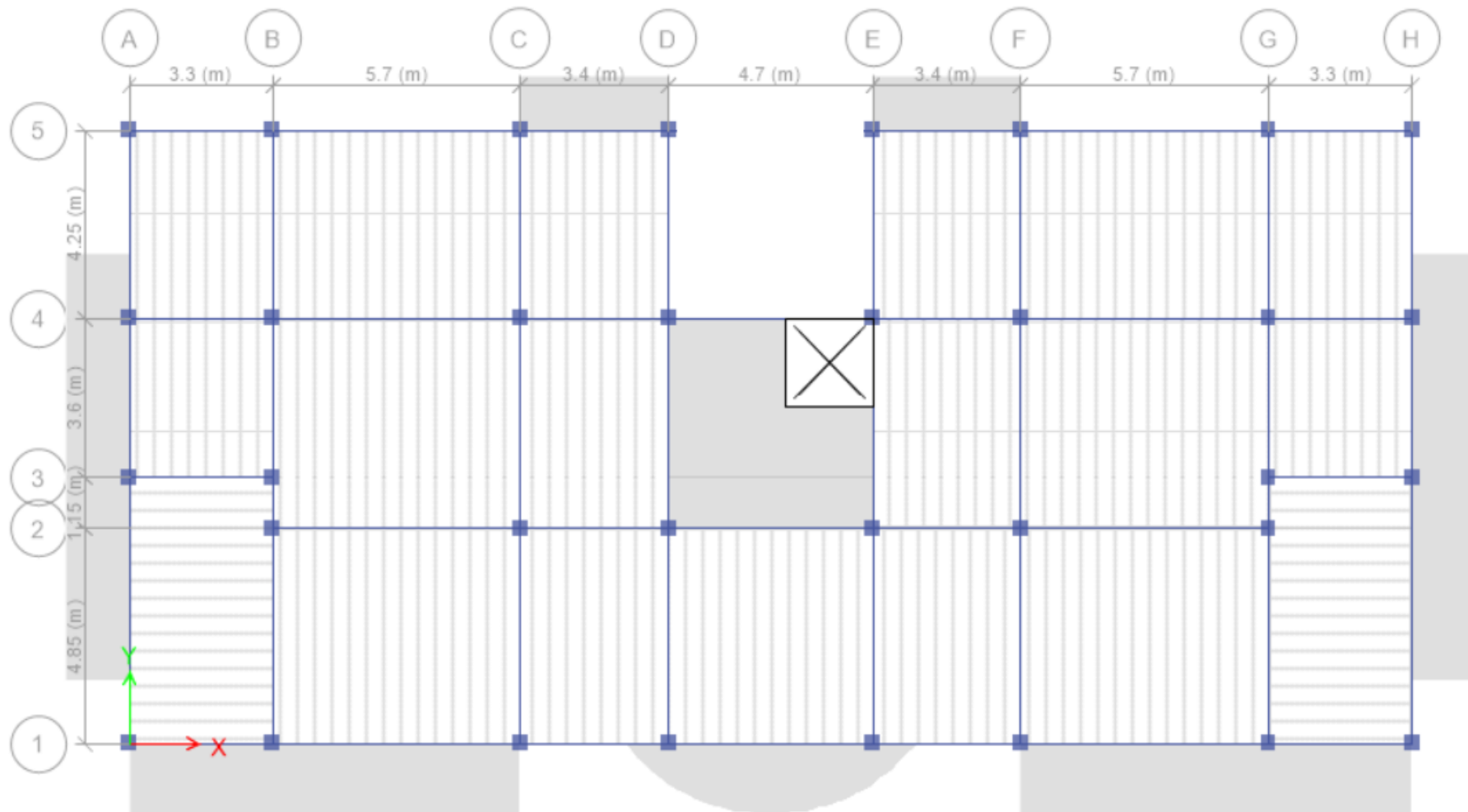


Figure 2.4 : Disposition des poutrelles ‘étages courants’.

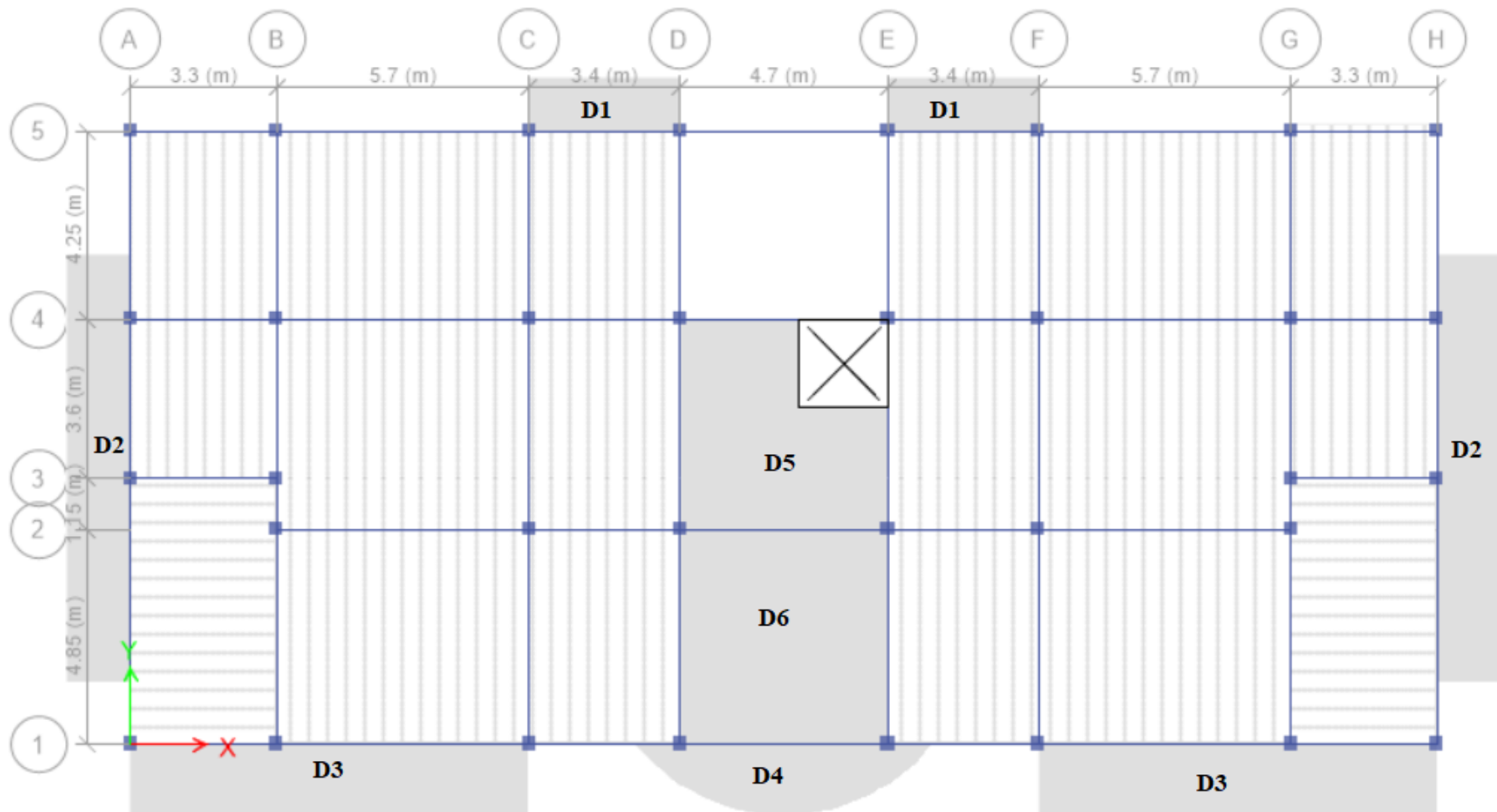


Figure 2.5 : Disposition des poutrelles 'terrasse'.

D'après le **BAEL**, la hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

L_{max} : La travée maximale entre nus d'appuis suivant le sens de disposition des poutrelles.

h : la hauteur totale du plancher.

L_{max} : La travée maximale entre nus d'appuis suivant le sens de disposition des poutrelles.

h : la hauteur totale du plancher.

Selon la vue en plan des différents niveaux, on a : $L_{max} = 4.85 - 0.3 = 4.55m$

$$h \geq \frac{4.55}{22.5} \rightarrow h \geq 20.22cm$$

On prend $h = 21cm$; On opte pour un plancher de $(16 + 5) cm$, avec :

16cm : hauteur de corps creux.

5cm : hauteur de la dalle de compression.

Le dimensionnement des différents planchers est résumé dans le **tableau 2.1**

Tableau 2.1 : Epaisseurs des planchers des différents niveaux.

Niveau	L_{Max} (m)	h (cm)	Choix
1 jusqu'à 4	$4.75 - 0.3 = 4.55$	19.78	16 + 4
5 jusqu'à 11	$4.85 - 0.3 = 4.45$	20.22	16 + 5

Les poutrelles :

Les poutrelles se calculent en section en 'T' (**Figure 2.6**)

h : la hauteur totale du plancher.

h_0 : la hauteur de la dalle de compression.

b_0 : largeur de la dalle de compression ; d'où : $b_0 = [0.4h \text{ à } 0.6h]$

b : largeur efficace de la dalle de la compression, selon le **BAEL**, elle est donnée par la formule suivante :

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

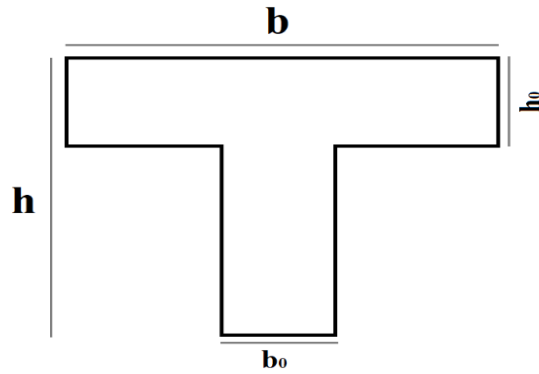


Figure 2.6 : Dimensions d'une poutrelle

l_x : distance maximale entre nus d'appuis de 2 poutrelles.

$l_x = L_0 - b_0$; où L_0 est l'entraxe des poutrelles

$$L_0 = 60\text{cm}$$

$$l_x = 60 - 10 = 50\text{cm}$$

l_y : travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$l_y = 330 - 30 = 300\text{cm}$$

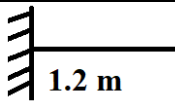
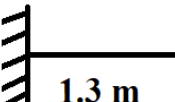
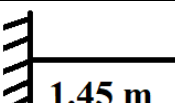
$$b \leq 60\text{cm} \quad \rightarrow \quad b = 60\text{cm}$$

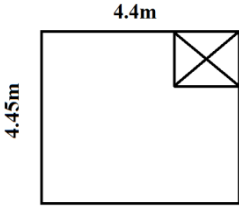
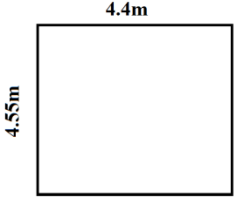
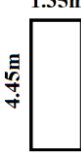
1.1.2. Dalles Pleines :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils sont généralement utilisés quand les planchers à corps creux ne peuvent pas être utilisés.

Les différents types de panneaux de dalle de notre projet sont présentés ci-après (selon la **Figure 2.2**). L'épaisseur des dalles est conditionnée par la résistance à la flexion et la résistance au feu.

Tableau 2.2 : Le prédimensionnement des dalles pleines.

Dalle	Schéma Statique	L_x (m)	L_y (m)	ρ	Critère de Résistance	Epaisseur e (cm)
D1		1.2			$\geq \frac{1.2}{20}$	6
D2		1.3			$\geq \frac{1.3}{20}$	6.5
D3		1.45			$\geq \frac{1.45}{20}$	7.25

D5		4.4	4.45	0.988	$\frac{4.4}{45} \leq e \leq \frac{4.4}{40}$	$9.78 \leq e \leq 11$
D6		4.4	4.55	0.967	$\frac{4.4}{45} \leq e \leq \frac{4.4}{40}$	$9.78 \leq e \leq 11$
D7		1.35	4.45	0.303	$\frac{1.35}{35} \leq e \leq \frac{1.35}{30}$	$3.8 \leq e \leq 4.5$

❖ Résistance au feu :

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

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

Des différentes conditions, on opte pour une épaisseur $e = 12\text{ cm}$ sauf pour la dalle au niveau de la cage d'ascenseur $e = 14\text{ cm}$ pour une meilleure isolation phonique.

1.2. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de marches permettant le déplacement entre les différents niveaux d'un immeuble, comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Dans notre projet nous avons 2 types d'escaliers :

Type 1 : Escalier d'entre sol 1 vers entre sol 2

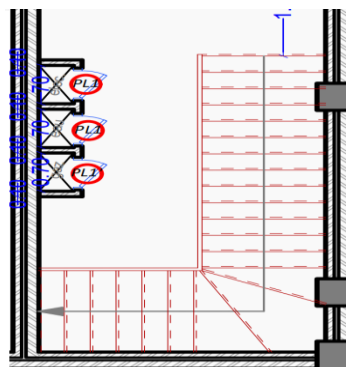


Figure 2.7 : Premier type d'escalier.

Pour cet escalier, on a choisi de le réaliser en bois.

Type 2 : Escalier des étages courants

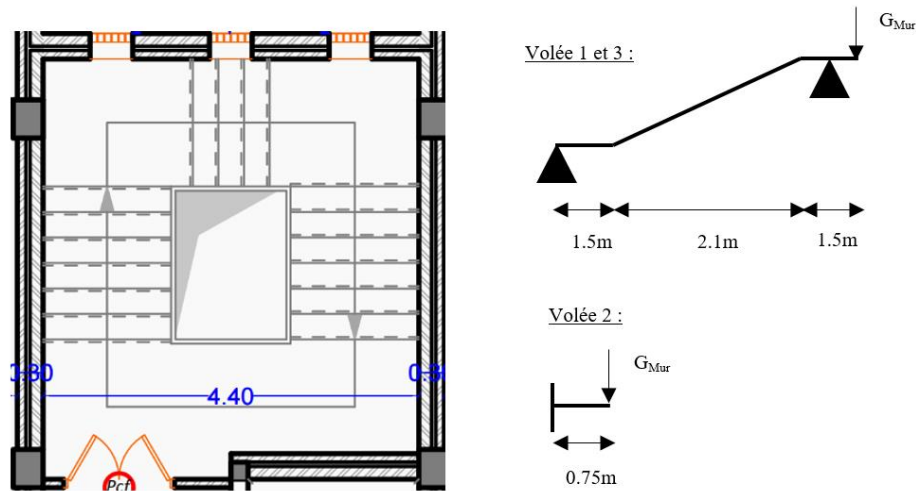


Figure 2.8 : Deuxième type d'escalier et son schéma statique.

Pour cet escalier, On opte pour une poutre palière brisée au milieu de la volée intermédiaire. Ce qui donne :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \text{Pour les volées 1 et 3}$$

$$e \geq \frac{L}{20} \quad \text{Pour la volée 2}$$

Volées 1 et 3

$$L = \sqrt{(Lv)^2 + (Hv)^2} + L_p$$

L_p : longueur du palier de repos/départ

$$L = \sqrt{(2.1)^2 + (1.19)^2} + (1.5 + 0.75) = 3.92m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{AN: } 13.07 \leq e \leq 19.61 \text{ (cm)}$$

Volée 2

$$e \geq \frac{l}{20} \quad \text{AN: } e \geq 3.75cm$$

On opte pour une épaisseur de « 15cm » pour la paillasse et le palier.

1.3. Acrotère

L'acrotère est un élément structurel périphérique du bâtiment, formant une paroi autour de la terrasse inaccessible, et assurant la sécurité des habitants, le gravier contre les effets du vent. Sa pente est conçue pour empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

Il sera dimensionné comme une console encastrée au niveau du plancher de la terrasse. Ses dimensions ainsi que son schéma de calcul sont montrés sur la **figure 2.9'**.

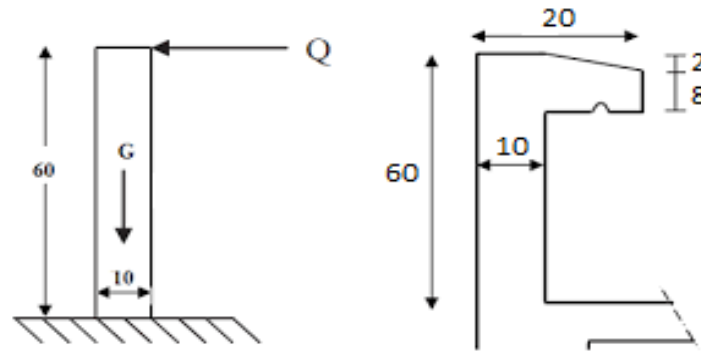


Figure 2.9 : Modélisation de l'acrotère.

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.08 * 0.1) + \frac{(0.02 * 0.1)}{2} = 0.069m^2$$

$$G = 25 * 0.069 = 1.725 \text{ kN/ml.}$$

2. Éléments principaux :

Ce sont des éléments qui jouent un rôle crucial dans la stabilité et la résistance d'une structure vis-à-vis des séismes.

2.1. Les poutres

Selon le « **RPA99 VERSION 2003 – Article 7.5.1** », les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

Selon le BAEL, la hauteur des poutres doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

Tableau 2.3 : Le pré-dimensionnement des poutres.

Types	l (m)	h (cm)	h (cm)	b (cm)	Conditions de RPA99
Principales	5.7 - 0.3 = 5.4	$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10}$	40	30	Vérifier
Secondaires	4.85 - 0.3 = 4.55	$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$	35	30	Vérifier
Poutres de Niveau 12	4.7 - 0.3 = 4.4	$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$	30	30	Vérifier
Chainage	4.75 - 0.3 = 4.45	$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$	30	30	Vérifier

NB : Les poutres **A1-A3** et **H1-H3** (figure 2.4) on une longueur de 6 m, elles seront dimensionnées indépendamment des autres poutres.

$$L = 6m - 0.3 = 5.7 m$$

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 57$$

Soient : $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

Dimensionnement de la poutre brisée :

$$L_{PB} = \sqrt{(L_v)^2 + (H_v)^2}$$

L_{PB} : longueur de la poutre brisée ;

H_v : hauteur de la volée ;

$$H_v = [4 \text{ contre marches}] * 17 = 0.68\text{m}$$

L_v : longueur de la volée.

$$L_v = [3 \text{ marches}] * 30 = 0.9\text{m}$$

L_P : Longueur de palier intermédiaire.

$$L_P = 2 * 1.5 = 3\text{m}$$

$$L = 3 + \sqrt{(0.68)^2 + (0.9)^2} = 4.128\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h_{PB} \leq \frac{L}{10} \quad \underline{\text{AN:}} \quad 25.52 \leq h_{PB} \leq 38.28 \text{ (cm)}$$

On a opté pour : $h_{PB} = 30\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

2.2. Les poteaux :

Selon le « **RPA99 VERSION 2003 – Article 7.4.1** », les poteaux doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} \text{Min } (b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b_1 ; h_1) \geq \frac{H_e}{20} \\ \frac{b_1}{h_1} \in [0.25 ; 4] \end{cases}$$

On propose les dimensions suivantes :

Tableau 2.4 : Le prédimensionnement des poteaux.

Niveaux	Hauteur (m)	$b_1 * h_1$ (cm ²)
10, 11 et 12	3.1	30*30
7, 8 et 9	3.1	35*35
4, 5 et 6	3.1	40*40
2 et 3	3.1	45*45
1	4.08	50*50

Les dimensions des poteaux seront vérifiées à la résistance et à la stabilité de forme après évaluation des charges.

2.3. Voiles de contreventement :

Selon le **RPA99 VERSION 2003**, l'épaisseur des voiles doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b_w \geq \max\left(15\text{cm}; \frac{h_e}{20}\right)$$

h_e : hauteur libre d'étage.

Tableau 2.5 :Prédimensionnement des voiles

	Entre Sol 1	ES2 jusqu'à RDC	Etage 1 jusqu'à 6
h_e (cm)	$408 - 20 = 386$	$310 - 20 = 290$	$310 - 21 = 289$
b_w (cm)	20	15	15

3. Evaluation et descente des charges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges proviennent principalement du poids des éléments et des différentes charges d'exploitation. .

3.1. Evaluation des charges :

Planchers étages courants :

Tableau 2.6 : Evaluation du chargement du planchers à corps creux

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Corps Creux (16+5)	0.21		3.05
Corps Creux (16+4)	0.20		2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons de séparation interne	0.1	10	1
			$G_{cc(16+5)} = 5.4$
			$G_{cc(16+4)} = 5.15$
			$Q_{Hab} = 1.5$
			$Q_{Bur} = 2.5$

Tableau 2.7 : Evaluation du chargement du planchers en dalles pleines

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine (12cm)	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			$G_{DP(12cm)} = 4.35$
			$Q_{hab} = 1.5$
			$Q_{Bur} = 2.5$
			$Q_{balcon} = 3.5$

Tableau 2.8 : Evaluation du chargement du planchers en dalles pleines au niveau de la cage d'ascenseur.

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Couche de gravier	0.05	16	0.8
Étanchiété multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente En béton léger	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Corps Creux (16+5)	0.2		3.05
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G = 6.53
			Q = 1

Planchers des terrasses :

Accessible :

Tableau 2.9 : Evaluation du chargement du plancher en dalle pleine (terrasse accessible)

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Moriter de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Étancheté multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle pleine (12cm)	0.12	25	3
Dalle pleine (14cm)	0.14	25	3.5
Forme de pente	0.1	22	2.2
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G _(12cm) = 6.84 G _(14cm) = 7.34
			Q = 1.5

Inaccessible :

Tableau 2.10 : Evaluation du chargement du plancher en corps creux (terrasse inaccessible)

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Couche de gravier	0.05	16	0.8
Étanchiété multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente En béton léger	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Corps Creux (16+5)	0.2		3.05
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G = 6.53
			Q = 1

Tableau 2.11 : Evaluation du chargement du plancher en dalle pleine (terrasse inaccessible)

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Couche de gravier	0.05	16	0.8
Étanchiété multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente En béton léger	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G = 6.48
			Q = 1

L'escalier :


 Palier :

Tableau 2.12 : Evaluation du chargement du palier de repos (Type 2).

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
			G = 5.27
			Q = 2.5

 Volée :

Tableau 2.13 : Evaluation du chargement sur la volée (Type 2)

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
La pailasse (15cm)	$0.15/\cos(27.27^\circ)$	25	4.22
Poids de marche	0.17/2	22	1.87
Carrelage horizontale	0.02	20	0.4
Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.4
Carrelage verticale	0.02h/g	20	0.22
Mortier de pose verticale	0.02h/g	20	0.22
Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
			G = 7.68
			Q = 2.5

Les Mûrs en Doubles Cloisons :

Tableau 2.14 : Evaluation du chargement du mur double cloison.

Éléments	Épaisseurs (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.1		0.9
Lame d'air	0.05		
Briques creuse	0.15		1.3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G = 2.76

3.2. Descente des Charges :

La descente de charge sera effectuée pour deux poteaux :

Le poteau **D4** qui est le poteau de la cage d'escalier.

Le poteau **C4** qui est le poteau qui a la plus grande surface afférente

3.2.1. Les Surfaces Afférentes 'D4' :

- Niveau 12 :

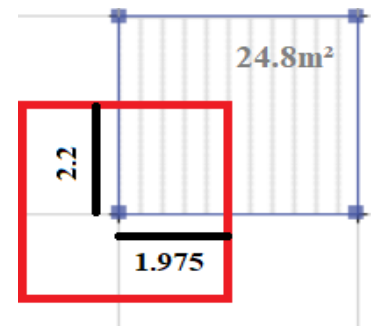
$$S_{TI} = \frac{24.8}{4} = 6.2 \text{ m}^2$$

$$G_{TI(N12)} = 6.2 * 6.53 = 40.87 \text{ kN.}$$

$$G_{Acro} = 1.725 * (2.2 + 1.975) = 7.2 \text{ kN.}$$

$$G_{Poutres} = 25 * 0.3 * 0.3 * (2.2 + 1.975) = 9.39 \text{ kN.}$$

$$G_{Pot(30)} = 6.98 \text{ kN.}$$



- Niveau 11 → Niveau 2 :

$$S_{CC} = (1.975 * 1.55) + (1.55 * 2.2) = 6.51 \text{ m}^2$$

$$G_{CC(16+5)} = 6.51 * 5.4 = 35.15 \text{ Kn}$$

$$G_{CC(16+4)} = 6.51 * 5.15 = 33.53 \text{ kN}$$

$$G_{CC(TI)} = 6.51 * 6.53 = 42.51 \text{ kN}$$

$$S_{DP} = 2.2 * 2.225 = 4.9 \text{ m}^2$$

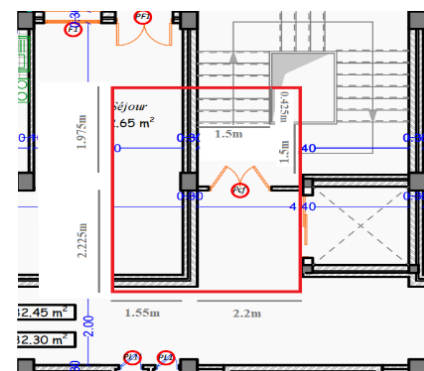
$$G_{DP(14cm)} = 4.9 * 5.85 = 28.66 \text{ kN}$$

$$G_{DP(TA)} = 4.9 * 7.34 = 35.97 \text{ kN}$$

$$G_{Poutres} = 25 * 0.4 * 0.3 * (1.55 + 2.22) + 25 * 0.32 * (2.225 + 1.975) = 20.7 \text{ kN}$$

$$G_{Pot} = 25 * b_1 * h_1 * H_{Niv} :$$

$$G_{Pot(30)} = 6.98 \text{ kN} ; G_{Pot(35)} = 9.5 \text{ kN} ; G_{Pot(40)} = 12.4 \text{ kN} ;$$



$$G_{Pot(45)} = 15.69 \text{ kN} ; G_{Pot(50)} = 25.5 \text{ kN}$$

$$S_{Volé} = 0.425 * 1.5 = 0.64 \text{ m}^2$$

$$G_{Volé} = 0.64 * 7.68 = 4.92 \text{ kN}$$

$$S_{Pal} = 2.2 * 1.5 = 3.3 \text{ m}^2$$

$$G_{Pal} = 3.3 * 5.27 = 17.39 \text{ kN}$$

$$G_{Mur(N11)} = 2.76 * (3.1 - 0.21) * (2.2 + 1.975) = 33.3 \text{ kN}$$

$$G_{Mur(N10-5)} = 2.76 * (3.1 - 0.21) * (2.225 + 1.975 + 1.55) = 45.86 \text{ kN}$$

$$G_{Mur(N4-2)} = 2.76 * (3.1 - 0.21) * (2.225 + 1.975 + 1.55) = 46.02 \text{ kN}$$

• Niveau 1 :

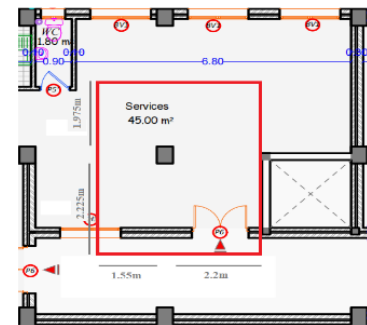
$$S_{CC} = (1.975 * 1.55) + (1.55 * 2.2) + (1.975 * 2.2) = 10.86 \text{ m}^2$$

$$G_{CC(16+4)} = 10.86 * 5.15 = 55.93 \text{ kN}$$

$$S_{DP} = 2.2 * 2.225 = 4.9 \text{ m}^2$$

$$G_{DP} = 4.9 * 5.85 = 28.66 \text{ kN}$$

$$G_{Mur(N1)} = 2.76 * (3.1 - 0.2) * (1 \text{ m}) = 8 \text{ kN}.$$



3.2.2. Sous G :

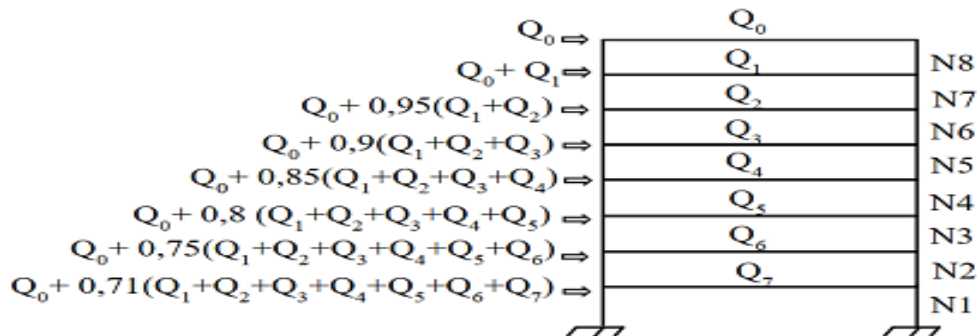
Tableau 2.15 : La descente des charges sur le poteau 'D4'

Niveaux	Éléments	G (kN)	Σ G (kN)
N12	$G_{T1(N12)}$	40.87	64.44
	$G_{Poutres}$	9.39	
	$G_{Pot(30)}$	6.98	
	G_{Acro}	7.2	
N11	N_{G12}	64.44	225.61
	$G_{T1(N11)}$	42.51	
	$G_{DP(TA)}$	35.97	
	G_{Vol}	4.92	
	G_{Pal}	17.39	
	$G_{Mur(N11)}$	33.3	
	$G_{Pot(30)}$	6.98	
	$G_{Poutres}$	20.7	
N10	N_{G11}	225.61	385.27
	G_{CC}	35.15	
	$G_{DP(14cm)}$	28.66	
	G_{Vol}	4.92	
	G_{Pal}	17.39	
	$G_{Mur(N10-5)}$	45.86	
	$G_{Pot(30)}$	6.98	
	$G_{Poutres}$	20.7	
N9	N_{G10}	385.27	547.45
	G_{CC}	35.15	

	GDP(14cm) GVol GPal GMur(N10-5) GPot(35) GPoutres	28.66 4.92 17.39 45,86 9.5 20.7	
N8	NG9 GCC GDP(14cm) GVol GPal GMur(N10-5) GPot(35) GPoutres	547.45 35.15 28.66 4.92 17.39 45,86 9.5 20.7	709.63
N7	NG8 GCC GDP(14cm) GVol GPal GMur(N10-5) GPot(35) GPoutres	709.63 35.15 28.66 4.92 17.39 45,86 9.5 20.7	871.82
N6	NG7 GCC GDP(14cm) GVol GPal GMur(N10-5) GPot(40) GPoutres	871.81 35.15 28.66 4.92 17.39 45,86 12.4 20.7	1036.89
N5	NG6 GCC GDP(14cm) GVol GPal GMur(N10-5) GPot(40) GPoutres	1036.89 35.15 28.66 4.92 17.39 45,86 12.4 20.7	1201.97
N4	NG5 GCC GDP(14cm) GVol GPal GMur(N4-2) GPot(40) GPoutres	1201.97 33.53 28.66 4.92 17.39 46.02 12.4 20.7	1365.59
N3	NG4 GCC GDP(14cm) GVol GPal GMur(N4-2)	1365.59 33.53 28.66 4.92 17.39 46.02	1532.5

	G _{Pot(45)} G _{Poutres}	15.69 20.7	
N2	N _{G3} G _{CC} G _{DP(14cm)} G _{Vol} G _{Pal} G _{Mur(N4-2)} G _{Pot(45)} G _{Poutres}	1532.5 33.53 28.66 4.92 17.39 46.02 15.69 20.7	1699.41
N1	N _{G2} G _{CC} G _{DP(14cm)} G _{Mur(N2)} G _{Pot(50)} G _{Poutres}	1699.41 55.93 28.66 8 25.5 20.7	1838.2

3.2.3. Sous Q :



NB : A partir de $n \geq 5$ (n = Numéro de l'étage compté à partir du sommet du bâtiment) on adopte l'expression suivante pour le calcul de la charge d'exploitation sur le poteau :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Comme le bâtiment est au usage d'habitation, le DTR exige d'appliquer la loi de dégression sur la surcharge 'Q' sur les niveaux, elle est définie comme suit :

NB : on néglige 'Q' sur les poutres dans la dégression des surcharges.

$$N_{Q0} = S_{TI(N12)} * Q_{TI} = 6.2 \text{ kN}$$

$$N_{Q1} = Q_0 + Q_1 = Q_0 + [S_{TI(N11)} * Q_{TI} + (S_{DP} + S_{Vol} + S_{Pal}) * Q_{Esc}]$$

$$= 6.2 + [6.51 * 1 + (4.9 + 0.64 + 3.3) * 2.5] = 34.81 \text{ kN}$$

$$N_{Q2} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = Q_0 + 0.95[Q_1 + S_{CC} * Q_{Hab} + (S_{DP} + S_{Vol} + S_{Pal}) * Q_{Esc}]$$

$$= 6.2 + 0.95[28.61 + 6.51 * 1.5 + (4.9 + 0.64 + 3.3) * 2.5] = 63.65$$

$$N_{Q3} = Q_0 + 0.9(Q_1 + 2 * Q_2) = 6.2 + 0.9(28.61 + 2 * 31.86) = 89.29 \text{ kN}$$

$$N_{Q4} = Q_0 + 0.85(Q_1 + 3 * Q_2) = 111.76 \text{ kN}$$

$$N_{Q11} = Q_0 + 0.636[Q_1 + 9*Q_2 + (Q_{Bur} - 1)*(S_{CC} + S_{DP})] + 1*(S_{CC} + S_{DP})$$

$$= 6.2 + 0.636[28.61 + 9*31.86 + (2.5-1)*(10.86 + 4.9)] + 1*(10.86 + 4.9) = 237.56 \text{ kN}$$

On résume la descente des charges et dégression des surcharges dans le **tableau 2.16** :

Tableau 2.16 : La descente des charges et dégression des surcharges sur 'D4'.

Niveaux	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)
12	64.44	6.2	96.29
11	225.61	34.81	356.79
10	385.28	64.65	617.10
9	547.45	89.29	872.99
8	709.63	111.76	1125.64
7	871.82	131.04	1373.52
6	1036.78	147.13	1620.36
5	1201.97	162.24	1866.02
4	1365.59	179.82	2113.27
3	1532.5	196.14	2363.08
2	1699.41	211.18	2610.97
1	1838.2	237.56	2837.91

NB : le même travail à été fait pour le poteau 'C4', et on à obtenu :

$$N_{G1} = 1490.01 \text{ kN} ; N_{Q1} = 209.74 \text{ kN}$$

$$N_u = 2326.12 \text{ kN}$$

Conclusion : Donc le poteau le plus sollicitée est le poteau 'D4'

3.3. Vérifications :

3.3.1. Critère de stabilité de forme :

$$B_{r(calc)} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left(\frac{Fe}{100*\gamma_s} + \frac{Fc_{28}}{\gamma_b} \right)}$$

B_r : Section réduit du poteau (cm²), d'où : $B_r = (b - 2cm) * (a - 2cm)$;

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;

Fc_{28} : Résistance à la compression du béton ;

Fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ;

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable) ;

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité d'acier ;

α : Coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) qui prend la valeur :

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

Pour : $50 < \lambda \leq 70$: $\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$;

l_f : Longueur de flambement ;

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; I : inertie du poteau ;

On résume les résultats dans le **tableau 2.17** :

Tableau 2.17 : La vérification de critère de stabilité de forme.

Niveau	Poteau	Nu (kN)	Nu* (kN)	λ	α	Br (m ²)	Br _(calc) (m ²)	Observation
12	30*30	96.29	96.29	25.057	0.77	0.0784	0.0057	Vérifier
11	30*30	356.79	392.47	25.057	0.77	0.0784	0.0232	Vérifier
10	30*30	617.10	678.81	25.057	0.77	0.0784	0.0401	Vérifier
9	35*35	872.99	960.29	21.477	0.79	0.1089	0.0552	Vérifier
8	35*35	1125.64	1238.20	21.477	0.79	0.1089	0.0712	Vérifier
7	35*35	1373.52	1510.87	21.477	0.79	0.1089	0.0869	Vérifier
6	40*40	1620.36	1782.38	18.793	0.804	0.1444	0.1008	Vérifier
5	40*40	1866.02	2052.62	18.793	0.804	0.1444	0.1160	Vérifier
4	40*40	2113.27	2430.27	18.793	0.804	0.1444	0.1374	Vérifier
3	45*45	2363.08	2717.55	16.705	0.813	0.1849	0.1517	Vérifier
2	45*45	2610.97	3002.62	16.705	0.813	0.1849	0.1677	Vérifier
1	50*50	2837.91	3263.59	19.787	0.799	0.2304	0.1856	Vérifier

3.3.2. Critères de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85F_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow B \geq \frac{N_u * \gamma_b}{0.85F_{c28}}$$

On résume les résultats dans le **tableau 2.18**

Tableau 2.18 : La vérification de critère de résistance.

Niveau	Poteau	Nu (kN)	Nu* (kN)	B _{Adopt} (m ²)	B _{Min} (m ²)	Observation
12	30*30	96.29	96.29	0.09	0.0068	Vérifier
11	30*30	356.79	392.47	0.09	0.0277	Vérifier
10	30*30	617.10	678.81	0.09	0.0479	Vérifier
9	35*35	872.99	960.29	0.1225	0.0677	Vérifier
8	35*35	1125.64	1238.20	0.1225	0.0874	Vérifier
7	35*35	1373.52	1510.87	0.1225	0.1066	Vérifier
6	40*40	1620.36	1782.38	0.16	0.1258	Vérifier
5	40*40	1866.02	2052.62	0.16	0.1449	Vérifier
4	40*40	2113.27	2430.27	0.16	0.1715	Non Vérifier
3	45*45	2363.08	2717.55	0.2025	0.1918	Vérifier
2	45*45	2610.97	3002.62	0.2025	0.2119	Non Vérifier
1	50*50	2837.91	3263.59	0.25	0.2304	Vérifier

Conclusion : Les poteaux de niveau 4 et 2 ne vérifient pas, donc on doit augmenter leurs sections à (45*45) cm² et (50*50) cm² respectivement.

3.3.3. Conditions de RPA99 VERSION 2003 :

- $Min(b_1; h_1) \geq 25cm \dots en zones I et II_a$
- $Min(b_1; h_1) \geq 30cm \dots en zone II_b et III$
- $Min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau 2.19 : La vérification des conditions de RPA99 VERSION 2003.

Conditions	1	2	3	4
Niveau 1	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Niveaux 2 à 4	Vérifier	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Niveaux 5 à 10	Vérifier	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Niveau 11 (Terrasse)	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion : D'après le **tableau 2.19**, les conditions de **RPA99 VERSION 2003** sont vérifiées pour tous les poteaux.

A thick dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow-shaped banner points to the right from this bar, containing the text 'Promotion 2025'. Below the banner, several thin, curved lines in dark blue and light grey sweep upwards and to the right from the bottom left corner.

Promotion 2025

Chapitre 3 : Ferrailage des éléments non structuraux

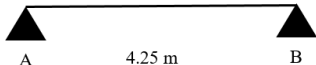

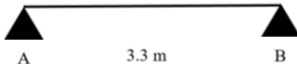
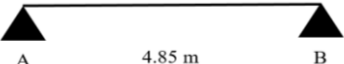
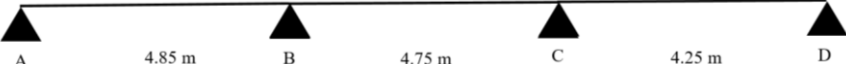
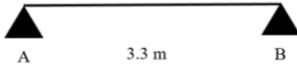
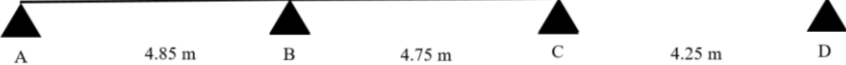
Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier et ferrailer les éléments non structuraux de notre structure (Planchers, Escalier et Acrotère). Ceux-ci étant des éléments porteurs mais n'ont aucun rôle vis-à-vis des actions sismiques. Leur étude se fait suivant les règles **BAEL91/99** et le **CBA 93**.

1. Étude des Planchers :**1.1. Plancher en corps creux :**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en 'T' et servent à répartir les charges, qu'elles soient uniformes ou concentrées, vers les poutres principales. Leur calcul se fait en flexion simple. Les différents types des poutrelles.

Tableau 3.1 : Tableau récapitulatif des différents types des poutrelles.

Niveau	Types des poutrelles a étudiées.
1, 2, 3 et 4 (Fig 2.1 ; 2.2 ; 2.3)	<p>Type 1 :</p>  <p>Type 2 :</p> 
5 à 10 'E.C' (Fig 2.4)	<p>Type 1 :</p>  <p>Type 2 :</p>  <p>Type 3 :</p> 
11 'Terrasse' (Fig 2.5)	<p>Type 1 :</p>  <p>Type 2 :</p> 

1.1.1. Calcul des sollicitations maximales :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues qui supportent les charges du plancher et s'appuient sur les poutres principales. Deux méthodes sont utilisées pour la détermination des sollicitations maximales.

Méthode Forfaitaire :

C'est une méthode simplifiée, qui ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- 1- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2G ; 5\text{kN/m}^2)$
- 2- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- 3- Fissuration Peu Nuisible (FPN)
- 4- $I = \text{Constant}$

Exposé de la méthode :

Valeurs des moments : Les valeurs des moments en travées et les moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite respectivement M_g et M_d doivent vérifiés :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05 ; 1 + 0.3 \alpha) M_0 \quad \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 : \text{Pour la travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0 : \text{Pour la travée intermédiaire} \end{cases} \quad \dots (2)$$

Entre (1) et (2), on prend le max

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 de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0.4M_0$: Pour les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées ;

M_0 : Maximum des deux moments isostatiques dans les deux travées encadrant l'appui

$$M_0 = \max(M_0^1 ; M_0^i)$$

Efforts tranchants : Dans l'évaluation des efforts tranchants aux appuis, on suppose que la discontinuité entre les travées, l'effort tranchant hyperstatique est égal à l'effort tranchant isostatique qui est égal à $\frac{ql}{2}$, sauf sur les premières appuis intermédiaires, on majore l'effort tranchant de :

- 15% : Si la poutre à deux appuis
- 10% : Si la poutre à plus de deux appuis

Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à surcharges élevées :

$$Q > \min(2G ; 5\text{kN/m}^2)$$

Si une des trois conditions restantes de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on applique la méthode de Caquot minorée. Dans ce cas, on remplace la charge permanente «G» par : $G' = \frac{2}{3}G$, pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

Exposé de la méthode :

La méthode de Caquot se base sur la méthode des trois moments, Caquot à corrigé et simplifié pour tenir compte de :

- La variation de moment d'inertie réel dûe à la variation de la longueur de la table de compression d'une travée à une autre.
- L'amortissement de l'effet de chargement sur les poutres dans le B.A ou l'on considère que le chargement sur les deux travées voisines de l'appui pour calculer son moment

$$M_i = - \frac{q_g * l'_g{}^3 + q_d - l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

Le tableau 3.2 récapitule la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.

Tableau 3.2 : Tableau récapitulatif des conditions.

Conditions	1	2	3	4
Niveau 1	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Niveaux 2 à 4				
Niveaux 5 à 10				
Niveau 11				

Exemples de calcul : Poutrelles du niveau 1

$$G = 5.15 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

La charge sur les poutrelles :

$$q_u = [1.35 * 5.15 + 1.5 * 2.5] * 0.6 = 6.42 \text{ kN/m}$$

$$q_s = [5.15 + 2.5] * 0.6 = 4.59 \text{ kN/m}$$

Type 1 :



$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q * l^2}{8}$$

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{6.42 * 4.25^2}{8} = 14.5 \text{ kN.m}$$

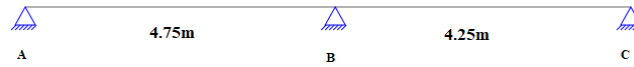
$$\text{ELS : } M_0 = \frac{4.59 * 4.25^2}{8} = 10.36 \text{ kN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis : } M_a = 0$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_{\text{Max}} = \frac{q * l}{2}$$

$$V_{\text{Max}} = \frac{6.42 \cdot 4.25}{2} = 13.64 \text{ kN}$$

Type 2 :



Moments isostatiques maximaux :

$$\text{ELU : } M_0^I = \frac{6.42 \cdot 4.75^2}{8} = 18.11 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_0^I = \frac{4.59 \cdot 4.75^2}{8} = 12.94 \text{ kN.m}$$

Moments aux appuis :

$M_A = M_C = 0$ (appuis de rive). Cependant le **BAEL** exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif :

$$M_a = -0.15 \cdot M_{0(\text{Max})}$$

$$M_a = -0.15 \cdot 18.11 = -2.72 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.6 \cdot M_{0(\text{Max})}$$

$$\text{ELU : } M_B = -0.6 \cdot 18.11 = -10.87 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_B = -0.6 \cdot 12.94 = -7.77 \text{ kN.m}$$

Moments en travées:

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.15+2.5} = 0.326$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3 \cdot \alpha = 1.098 \\ 1.2 + 0.3 \cdot \alpha = 1.298 \end{cases}$$

Travée [AB] :

$$M_{t[AB]} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.098) \cdot M_0^I$$

$$M_{t[AB]} \geq 1.098 \cdot M_0^I - \frac{M_B}{2}$$

$$M_{t[AB]} \geq (1.098 - 0.3) \cdot M_0^I$$

$$M_{t[AB]} = 0.798 \cdot M_0^I \dots (1)$$

Travée de rive :

$$M_{t[AB]} \geq \frac{1.298}{2} \cdot M_0^I$$

$$M_{t[AB]} = 0.649 \dots (2)$$

$$M_{t[AB]} = \text{Max} [(1) ; (2)] = 0.798 \cdot M_0^I$$

$$\text{ELU : } M_{t[AB]} = 0.798 \cdot \frac{6.42 \cdot 4.75^2}{8} = 14.45 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{t[AB]} = 0.798 * \frac{4.59 * 4.75^2}{8} = 10.33 \text{ kN.m}$$

Travée [BC] :

Travée de rive

$$M_{t[BC]} \geq 1.098 * M_0^2 - 0.3 * M_0^1$$

$$\text{ELU : } M_{t[BC]} = 1.098 * 14.5 - 0.3 * 18.11 = 10.49 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{t[BC]} = 1.098 * 10.36 - 0.3 * 12.94 = 7.49 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant :

Travée AB :

$$V_A = \frac{q * l_1}{2} = 15.25 \text{ kN} ; V_B = -1.15 * \frac{q * l_1}{2} = -17.54 \text{ kN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 * \frac{q * l_2}{2} = 15.68 \text{ kN} ; V_C = - \frac{q * l_2}{2} = -13.64 \text{ kN}$$

Tableau 3.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les poutrelles du niveau 1.

Type	Ma _(Rive) [kN.m]	Ma _(Max) [kN.m]	M _{t(Max)} [kN.m]	V _(Max) [kN]
1	0	0	ELU : 14.50 ELS : 10.36	13.64
2	ELU : -2.72	ELU : -10.87 ELS : -7.77	ELU : 14.45 ELS : 10.33	17.54

De la même manière on calcule les sollicitations maximales pour le reste des niveaux.

Tableau 3.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les poutrelles.

Niveaux 2 à 4				
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q _u (kN/m)	q _s (kN/m)	
5.15	1.5	5.52	4	
Type	Ma _(Rive) [kN.m]	Ma _(Max) [kN.m]	M _{t(Max)} [kN.m]	V _(Max) [kN]
1	0	0	ELU : 12.46 ELS : 9.03	11.73
2	ELU : -2.33 ELS : -1.69	ELU : -9.34 ELS : -6.77	ELU : 11.94 ELS : 8.65	15.07
Niveaux 5 à 10				
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q _u (kN/m)	q _s (kN/m)	
5.4	1.5	5.72	4.14	
Type	Ma _(Rive) [kN.m]	Ma _(Max) [kN.m]	M _{t(Max)} [kN.m]	V _(Max) [kN]
1	0	0	ELU : 7.79 ELS : 5.63	9.44
2	0	0	ELU : 16.82 ELS : 12.17	13.87
3	ELU : -2.52 ELS : -1.83	ELU : -8.41 ELS : -6.1	ELU : 13.71 ELS : 9.92	15.26

Niveaux 11				
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)		q _u (kN/m)	q _s (kN/m)
6.53	1		6.19	4.52
Type	Ma _(Rive) [kN.m]	Ma _(Max) [kN.m]	M _{t(Max)} [kN.m]	V _(Max) [kN]
1	0	0	ELU : 12.46 ELS : 9.03	11.73
2	ELU : -2.73	ELU : -9.1 ELS : -6.65	ELU : 14.56 ELS : 10.63	16.51

1.1.2. Ferrailage des Poutrelles :

On exposera un calcul détaillé pour les poutrelles du niveau 1, les résultats des autres niveaux seront résumés dans des tableaux.

Le ferrailage sera calculé avec les moments maximaux en travées et aux appuis de chaque niveau.

Armatures longitudinales

Elles seront calculées à la flexion simple pour une section en T dont les dimensions sont les suivantes :

b = 60cm ; b₀ = 10cm ; h = 20cm ; d = 18cm ; h₀ = 4cm ; e = 2cm ;

▪ Ferrailage en Travée

Moment équilibré par la table de compression:

$$M_{Tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 14.2 * 0.6 * 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0545 \text{ MN.m}$$

$$M_{Tu} = 0.0545 \text{ MN.m} > M_{t(Max)} = 0.01445 \text{ MN.m}$$

Le calcul de la section en 'T' revient à calculer une section rectangulaire (b*h) = (60*20) cm²

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{14.45 * 10^{-3}}{14.2 * 0.6 * 0.18^2} = 0.0523 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot 'A'}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

Avec : $\alpha_l = 0.668$ (Pour les Fe400)

$$\mu_l = 0.8 * 0.668(1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.236 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.0672$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1752 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z * f_{st}} = \frac{14.45 * 10^{-3}}{0.1752 * 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{a(\text{Min})} = 0.23 * b * d * \frac{Ft28}{Fe}$$

$$A_{a(\text{Min})} = 0.23 * 60 * 18 * \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t , et on opte pour : $2HA10 + 1HA12 = 2.7 \text{ cm}^2$

▪ **Ferrailage en Appuis :**

Intermédiaires :

Avec : $M_a = -10.87 \text{ kN.m}$; le moment est négatif, donc la table est tendue elle n'intervient pas dans la résistance, calcul d'une section rectangulaire $b_0 * h = (0.1 * 0.2) \text{ m}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} * b_0 * d^2} = \frac{10.87 * 10^{-3}}{14.2 * 0.1 * 0.18^2} = 0.236 > 0.186 \rightarrow \text{Pivot 'B'}$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.236 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.342$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.155 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{au}}{z * F_{St}} = \frac{10.87 * 10^{-3}}{0.155 * 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{a(\text{Min})} = 0.23 * b_o * d * \frac{Ft28}{Fe}$$

$$A_{a(\text{Min})} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_a , et on opte pour : $1HA12 \text{ (Filante)} + 1HA12 \text{ (Château)} = 2.26 \text{ cm}^2$

Appuis de rive : La barre filante (1HA12) utilisée au niveau des appuis intermédiaires joue également le rôle d'acier de fissuration pour les appuis de rive.

▪ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}{0.9 f_e}$$

On choisit un étrier \emptyset_6 ; $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement entre 2 étrier :

$$\begin{aligned} S_{t1} &\leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_{t1} &\leq \min(0.9 * 18 ; 40 \text{ cm}) \\ S_{t1} &\leq 16.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{t2} &\leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} \\ S_{t2} &\leq \frac{0.57 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.1} \\ S_{t2} &\leq 57 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{t3} &\leq \frac{0.9 F_e A_t}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)} \\ S_{t3} &\leq \frac{0.9 * 400 * 0.57 * 10^{-4}}{1.15 * 0.1 (1.13 - 0.3 * 2.1 * 1)} \\ S_{t3} &\leq 35.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

Vérifications à l'ELU :

❖ Vérification du cisaillement à la jonction table-nervure:

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

$$\tau_u = \frac{V_u * b_1}{z * b * h_0}$$

$$z = 0.9d = 0.9 * 0.18 = 0.162 \text{ m}$$

$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{17.54 * 10^{-3} * 0.25}{0.162 * 0.6 * 0.04} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$: Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

❖ Vérification de la bielle de béton:

$$V_u \leq 0.267 b_0 * a * F_{c28}$$

Avec : $a = 0.9d$

$$AN : 0.267 * 0.1 * 0.9 * 0.18 * 25 = 108.135 \text{ kN} > V_u = 17.54 \text{ kN}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\frac{1.15}{400} \left(17.54 * 10^{-3} - \frac{10.87 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18} \right) = -1.42 \text{ cm}^2$$

L'effort tranchant est négligeable devant le moment.

Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e} (V_u)$$

$$\frac{1.15}{400} (17.54 * 10^{-3}) = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ cm}^2$$

1.1.3. Vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$$

En travée :

La position de l'axe neutre H :

$$H = \frac{bh^2}{2} - 15A(d - h)$$

$H < 0 \rightarrow$ Calcul d'une section en T

$$M_T = 10.33 \text{ kN.m} ; b = 60\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; A_t = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15(A + A') + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2}y^2 + [15(2.7 * 10^{-4}) + (0.6 - 0.1) * 0.04]y - 15(2.7 * 10^{-4} * 0.18) - (0.6 - 0.1)\frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$y = 0.043 \text{ m}$$

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

$$= \frac{0.6}{3} * 0.043^3 - (0.6 - 0.1) * \frac{(0.043 - 0.04)^3}{3} + 15 * 2.7 * 10^{-4}(0.18 - 0.043)^2$$

$$I = 9.191 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.33 * 10^{-3}}{1.191 * 10^{-5}} * 0.043 = 4.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{Pas de risque de fissuration}$$

En appuis:

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0 * h$)

$$M_a = 7.77 \text{ kN.m} ; b_0 = 10\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{0.1}{2}y^2 + 15(2.26 * 10^{-4})y - 15(2.26 * 10^{-4} * 0.18) = 0$$

$$0.05y^2 + 3.39 * 10^{-3}y - 6.102 * 10^{-4} = 0$$

$$y = 0.0816 \text{ m}$$

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

$$= \frac{0.1}{3} * 0.0816^3 + 15 * 2.26 * 10^{-4}(0.18 - 0.0816)^2$$

$$I = 5.0935 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.77 \cdot 10^{-3}}{5.0935 \cdot 10^{-5}} * 0.0816 = 12.449 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Pas de risque de fissuration}$$

❖ **Etat limite de deformation (la flèche):**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots (2)$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots (3)$$

$$l \leq 8m \dots (4)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0.0421 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée, la flèche doit être vérifiée

$$\Delta f \leq \overline{f}$$

Avec :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\overline{f} = \frac{l}{500} \quad : \quad \text{car } l < 5 \text{ m}$$

$$G = 5.15 \text{ kN/m}^2 \quad J = 3.79 \text{ kN/m}^2 \quad P = G + Q = 7.65 \text{ kN/m}^2$$

$$q_G = G * l_0 = 5.15 * 0.6 = 3.09 \text{ kN/m}$$

$$q_P = P * l_0 = 7.65 * 0.6 = 4.59 \text{ kN/m}$$

$$q_J = J * l_0 = 3.79 * 0.6 = 2.27 \text{ kN/m}$$

Calcul des moments en travées sous les différents chargements :

$$\text{Avec : } M_t = 0.798 M_0$$

$$M_t^G = 0.798 \frac{q_G l^2}{8} = 6.95 \text{ kN.m}$$

$$M_t^J = 0.798 \frac{q_J l^2}{8} = 5.11 \text{ kN.m}$$

$$M_t^P = 0.798 \frac{q_P l^2}{8} = 10.33 \text{ kN.m}$$

Les caractéristiques géométriques :

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15[A d + A' d']}{(b_0 h) + (b - b_0) h_0 + 15(A + A')}$$

$$y_G = \frac{\frac{0.6 * 0.2^2}{2} + (0.6 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} + 15 * 2.7 * 10^{-4} * 0.18}{(0.1 * 0.2) + (0.6 - 0.1) * 0.04 + 15 * 2.7 * 10^{-4}} = 0.071 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{0.6}{3} * 0.071^3 + 0.6 * \frac{(0.2 - 0.071)^3}{3} - (0.6 - 0.1) * \frac{(0.071 - 0.04)^3}{3} + 15[2.7 * 10^{-4} * (0.18 - 0.071)^2]$$

$$I_0 = 1.863 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05b * f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} = 2.8$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.12$$

Calcul des contraintes de traction d'aciers :

$$\text{Avec : } y = 0.043 \text{ m ; } I = 9.19 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I} = 155.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I} = 114.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser} * (d - y)}{I} = 230.95 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * F t_{28}}{4\rho * \sigma_{sg} + F t_{28}} = 0.678$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * F t_{28}}{4\rho * \sigma_{sj} + F t_{28}} = 0.589$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * F t_{28}}{4\rho * \sigma_{sp} + F t_{28}} = 0.769$$

Calcul des inerties fictifs I_f :

$$I_{fgv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 1.16 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 7.07 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 7.731 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 6.495 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Calcul des flèches :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{F c_{28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 32456.58 \text{ MPa}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fji}} = 4.59 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fgi}} = 6.84 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fpi}} = 11.06 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fgv}} = 12.45 \text{ mm}$$

D'où la flèche finale :

$$\Delta f = (12.45 - 4.59) + (11.06 - 6.84) = 12.08 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{475}{500} = 9.5 \text{ mm}$$

La flèche n'est pas vérifiée. On augmente la section d'acier et on opte pour : 2HA10 + 2HA12.

Les résultats de calcul de la nouvelle valeur de flèche sont résumés dans le tableau 3.5

Tableau 3.5 : Tableau récapitulatif de la nouvelle valeur de la flèche.

F_{gi} (mm)	F_{gv} (mm)	F_{ji} (mm)	F_{pi} (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
5.01	9.86	3.41	8.01	9.45	9.5	Vérifiée

NB : Les calculs sont menés de la même manière que pour les poutrelles de 'Niveau 1'. Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après.

- Ferrailages longitudinales :**

Tableau 3.6 : Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinale d'autres niveaux.

Niveaux 2 à 4							
	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _(Min) (cm ²)	Choix
Travée	11.94	0.0433	0.0554	0.176	1.95	1.3	2HA12
Appuis interm	9.34	0.2035	0.2874	0.159	1.69	0.217	1HA10 (Filante) + 1HA12 (Château)

Appuis de rive	2.33	0.00844	0.0106	0.179	0.375	0.217	1HA10 (Filante)
Niveaux 5 à 10							
	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm²)	A_(Min) (cm²)	Choix
Travée	13.71	0.0447	0.0572	0.186	2.12	1.38	2HA12
Appuis interm	8.41	0.1576	0.2156	0.174	1.33	0.229	1HA10 (Château) + 1HA10 (Filante)
Appuis de rive	2.52	0.00819	0.0103	0.189	0.38	0.217	1HA10 (Filante)
Niveau 11							
	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm²)	A_(Min) (cm²)	Choix
Travée	14.56	0.0507	0.0651	0.185	2.42	1.38	2HA10 + 1HA12
Appuis interm	9.1	0.1779	0.2468	0.171	1.53	0.229	1HA10 (Château) + 1HA10 (Filante)
Appuis de rive	2.73	0.00888	0.0111	0.189	0.41	0.217	1HA10 (Filante)

- Ferrailages transversales :**

Tableau 3.7 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversale d'autres niveaux.

	Armature trasversale	Vérifications d'espacements			S_t choisi (cm)
Story 1 à 4	2HA6	S _{t1} (cm)	S _{t2} (cm)	S _{t3} (cm)	15
		16.2	57	52.6	
Story 5 à 10	2HA6	S _{t1} (cm)	S _{t2} (cm)	S _{t3} (cm)	15
		16.2	57	59.68	
Story 11	2HA6	S _{t1} (cm)	S _{t2} (cm)	S _{t3} (cm)	15
		16.2	57	47.46	

- Vérifications à ELU :**

Tableau 3.8 : Tableau récapitulatif des vérifications à ELU d'autres niveaux.

	Conditions à vérifiées	Applications numériques	Observations
Niveaux 2 à 4			
Vérification du cisaillement à la jonction table-nervure	$\tau_u \leq \bar{\tau}$	0.969 < 3.333 (MPa)	Pas de risque de rupture par cisaillement
Vérification de la bielle de béton	$V_u \leq 0.267b_0 * a * F_{c28}$	15.07 < 108.135 (kN)	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis intermédiaires	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	A _l > -1.22 (cm ²)	L'effort tranchant est négligeable devant le moment

Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis de rive	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e}(V_u)$	$A_l > 0.43 \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérifiée
Niveaux 5 à 10			
Vérification du cisaillement à la jonction table-nervure	$\tau_u \leq \bar{\tau}$	$0.929 < 3.333 \text{ (MPa)}$	Pas de risque de rupture par cisaillement
Vérification de la bielle de béton	$V_u \leq 0.267b_0 * a * F_{c28}$	$15.26 < 108.135 \text{ (kN)}$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis intermédiaires	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e}(V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l > -0.975 \text{ (cm}^2\text{)}$	L'effort tranchant est négligeable devant le moment
Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis de rive	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e}(V_u)$	$A_l > 0.439 \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérifiée
Niveau 11			
Vérification du cisaillement à la jonction table-nervure	$\tau_u \leq \bar{\tau}$	$1.006 < 3.333 \text{ (MPa)}$	Pas de risque de rupture par cisaillement
Vérification de la bielle de béton	$V_u \leq 0.267b_0 * a * F_{c28}$	$16.51 < 114.14 \text{ (kN)}$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis intermédiaires	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e}(V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l > -1.055 \text{ (cm}^2\text{)}$	L'effort tranchant est négligeable devant le moment
Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis de rive	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e}(V_u)$	$A_l > 0.475 \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérifiée

• **Vérifications à ELS ::**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Tableau 3.9 : Tableau récapitulatif d'état limite des fissures d'autres niveaux.

	Niveaux 2 à 4		Niveaux 5 à 10	
	En travée	En appuis intermédiaires	En travée	En appuis intermédiaires
Ms (MN.m)	$8.65 * 10^{-3}$	$6.77 * 10^{-3}$	$9.92 * 10^{-3}$	$6.1 * 10^{-3}$
y (m)	0.0398	0.077	0.041	0.0739
I (m⁴)	$7.92 * 10^{-5}$	$4.577 * 10^{-5}$	$8.9 * 10^{-5}$	$4.52 * 10^{-5}$
σ_{bc} (MPa)	4.347	11.389	4.57	9.973
Observation	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration
	Niveau 11			
	En travée		En appuis intermédiaires	
Ms (MN.m)	$10.63 * 10^{-3}$		$6.65 * 10^{-3}$	
y (m)	0.0443		0.0739	
I (m⁴)	$1.033 * 10^{-4}$		$4.52 * 10^{-5}$	

σ_{bc} (MPa)	4.56	10.87
Observation	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration

❖ *Etat limite de deformation 'la fleche' :***Tableau 3.10 :** Tableau récapitulatif de la flèche d'autres niveaux.

Niveaux	As (cm ²)	F _{gi} (mm)	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
2 à 4	2.26	7.65	13.44	5.09	10.52	11.23	9.5	Non vérifiée
	3.83	4.78	9.43	3.24	6.50	7.91	9.5	Vérifiée
5 à 10	2.26	8.35	14.46	5.69	11.33	11.75	9.5	Non vérifiée
	3.83	5.17	10.01	3.58	6.93	8.23	9.5	Vérifiée
11	2.7	6.92	12.48	4.74	8.55	9.37	9.7	Vérifiée

1.1.4. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est ferrillée forfaitairement par un quadrillage des barres. La section des barres est déterminée selon le **CBA93** comme suit :

Pour : $50\text{ cm} < L_0 = 60\text{ cm} < 80\text{ cm}$

La section des armatures perpendiculaires aux poutrelles est calculée par l'expression :

$$A_{\perp} = \frac{4L_0}{F_e} = 1.02\text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\phi_6 = 1.41\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.51\text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\phi_6 = 1.12\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification des espacements :

Selon le **CBA93** les espacements des barres ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$S_{t\perp} = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \dots \text{Vérifié}$$

- 30 cm les armatures parallèles aux poutrelles

$$S_{t//} = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} \dots \text{Vérifié}$$

1.1.5. Schémas de ferrailage des poutrelles :

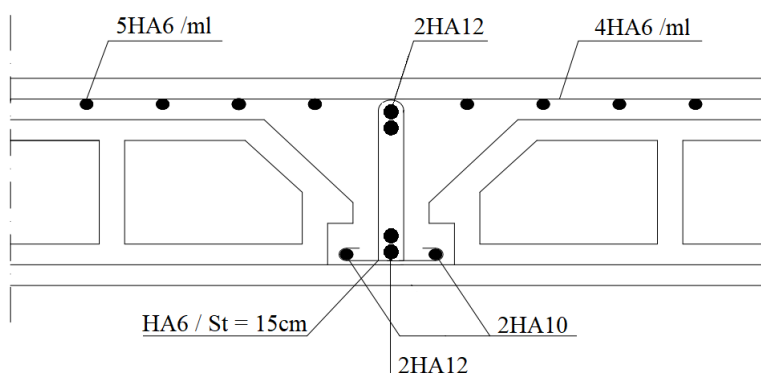


Figure 3.1 : Plan de ferrailage des poutrelles 'Niveau 1'

1.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines se calculent comme des sections rectangulaires de largeur $b = 1\text{ml}$ et de hauteur 'e'. Leur ferrailage se fait à la flexion simple avec les sollicitations maximales.

1.2.1. Calcul des sollicitations :

On présente le calcul pour le panneau 'D5' (figure 2.5) du niveau 1 (bureau).

$$G = 5.85 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad e = 14\text{cm}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.65 \text{ kN/m}$$

$$q_s = G + Q = 8.35 \text{ kN/m}$$

$$\rho = \frac{4.4}{4.45} = 0.988 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux directions } l_x \text{ et } l_y$$

1.2.2. Moments isostatiques maximaux :

Selon le **BAEL**, les moments maximaux pour une dalle sur quatre appuis sont calculés par les expressions suivantes :

$$M_{0x} = \mu_x * q * l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients fonction de ρ (annexe B). Leurs valeurs ont été calculées par interpolation linéaire.

$$\text{ELU} : \mu_x(\rho = 0.988) = 0.041 + \frac{0.0368 - 0.041}{1 - 0.95}(0.988 - 0.95) = 0.0378$$

$$\text{ELS} : \mu_x = 0.045$$

$$\text{ELU} : \mu_y(\rho = 0.988) = 0.8875 + \frac{1 - 0.8875}{1 - 0.95}(0.988 - 0.95) = 0.973$$

$$\text{ELS} : \mu_y = 0.982$$

$$\text{ELU : } M_{0x} = 8.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 8.29 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{0x} = 7.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 7.14 \text{ kN.m}$$

Moments en travées :

$$\text{ELU : } M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 7.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 7.05 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 6.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 6.07 \text{ kN.m}$$

Moments en appuis :

$$\text{ELU : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -4.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -3.63 \text{ kN.m}$$

Efforts tranchants :

$$V_x = \frac{q_u l x}{2} * \frac{l y^4}{l y^4 + l x^4} = 13.1 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{q_u l y}{2} * \frac{l x^4}{l y^4 + l x^4} = 12.67 \text{ kN}$$

Le tableau 3.11 résume les sollicitations maximales dans le panneau D5

Tableau 3.11 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans 'D5'

Les sollicitations	ELU	ELS
$M_{0x} \text{ (kN.m)}$	8.52	7.27
$M_{0y} \text{ (kN.m)}$	8.29	7.14
$M_{tx} \text{ (kN.m)}$	7.24	6.18
$M_{ty} \text{ (kN.m)}$	7.05	6.07
$M_a \text{ (kN.m)}$	4.26	3.63
$V_x \text{ (kN)}$	13.1	/
$V_y \text{ (kN)}$	12.67	/

1.2.4. Ferrailage :

Les résultats du calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau 3.12

Tableau 3.12 : Ferrailage longitudinal dans le panneau 'D5'

	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ² /m)	A _(Min) (cm ² /m)	Choix /ml
Sens x	7.24	0.0354	0.0451	0.1178	1.76	1.13	4HA8
Sens y	7.05	0.0344	0.0438	0.1179	1.72	1.12	4HA8
Appuis	4.26	0.021	0.0265	0.1187	1.03	1.13	4HA8

Vérification des armatures transversales :**Sens x :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0.07Fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{13.1 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.109 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.07 \cdot 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

NB : Il n'est pas nécessaire de vérifier dans le sens Y puisqu'il est moins défavorable que le sens X.

1.2.5. Vérifications à l'ELS :❖ **Etat limite d'ouverture des fissures****Tableau 3.13 :** Tableau vérification à ELS du panneau 'D5'

	En travée		En appuis
	Sens x	Sens y	
Ms (MN.m)	$6.18 \cdot 10^{-3}$	$6.07 \cdot 10^{-3}$	$3.63 \cdot 10^{-3}$
y (m)	0.024	0.024	0.024
I (m⁴)	$3.24 \cdot 10^{-5}$	$3.24 \cdot 10^{-5}$	$3.24 \cdot 10^{-5}$
σ_{bc} (MPa)	4.57	4.49	2.68
Observation	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration

❖ **Etat limite de déformation (la flèche)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \dots (2)$$

$$\frac{A_t}{bd} \geq \frac{2}{Fe} \dots (3)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{4.4} = 0.0318 < \frac{3}{80} = 0.0375 \rightarrow \text{n'est pas vérifiée}$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée, la flèche doit être vérifiée selon x et y

Les calculs sont menés de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 3.14

Tableau 3.14 : Tableau récapitulatif de calcul de la flèche dans 'D5' au niveau 1

Sens	As (cm ²)	F _{gi} (mm)	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
X	2.01	0.99	2.98	0.76	2.62	3.84	8.8	Vérifiée
Y	2.01	1.00	3.00	0.77	2.49	3.72	8.9	Vérifiée

1.2.6. Armatures de renforts au niveau de l'ouverture :

Selon le **BAEL**, la section d'aciers de la dalle coupée au niveau de l'ascenseur est remplacée par des barres (ou poutres) de renforts placées aux extrémités de cette dernière. La figure 3.2 montre le panneau de dalle comportant la cage d'ascenseur.

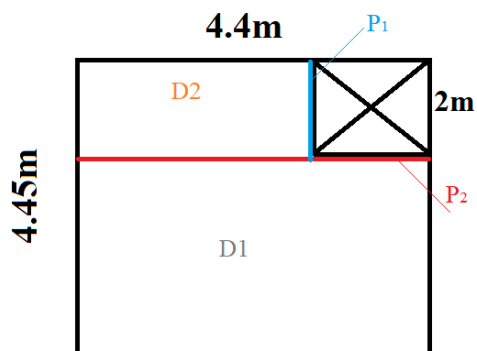


Figure 3.2 : Le panneau 'D5'

Les dimensions de l'ouverture : $a = 2 \text{ m}$; $b = 2 \text{ m}$

Section d'aciers coupées : $\begin{cases} // x = A_{tx} * b = 2.01 * 2 = 4.02 = 8 \text{ Barres.} \\ // y = A_{ty} * a = 2.01 * 2 = 4.02 = 8 \text{ Barres.} \end{cases}$

La section des barres de renforts :

La section coupée est remplacée par une barre à l'extrémité de l'ouverture dans chaque sens.

Soit : 1HA25 = 4.91 cm² parallèlement à chaque sens.

D'après le règlement BAEL, le diamètre des barres utilisées dans une dalle ne doit pas être supérieur au dixième de l'épaisseur, ce qui n'est pas vérifié dans ce cas. Donc l'utilisation des poutres de renfort est indispensable (**Figure 3.3**).

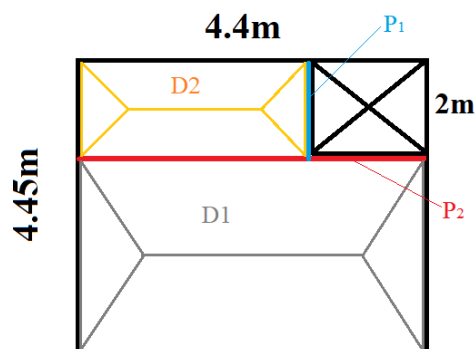


Figure 3.3 : Distribution des charges sur les poutres de renforts.

Deux poutres, P1 et P2 sont créées à l'extrémité de l'ouverture dans chaque sens.

$$q_u = 1.35 * 5.85 + 1.5 * 2.5 = 11.65 \text{ kN/m}^2$$

Poutre de renfort 1 :

$$\rho_{D2} = \frac{2}{2.4} = 0.83 > 0.4 ; \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

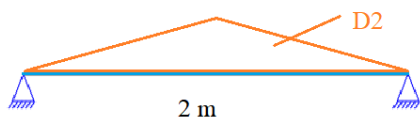


Figure 3.4 : Distribution des charges sur P1

$$\frac{200}{15} \leq h \leq \frac{200}{10}$$

$$13.33 \leq h \leq 20 \text{ (cm)}$$

$$h = 15 \text{ cm et } b = 15 \text{ cm}$$

La charge uniforme équivalente transmise de la dalle:

$$q_M = \frac{1}{3} * q_u * l_x = 7.76 \text{ kN/m}$$

$$q_v = \frac{1}{4} q_u * l_x = \frac{11.65 * 2}{4} = 5.82 \text{ kN/m}$$

Poids propre de P1 :

$$g_0 = \gamma_{\text{béton}} * b * h = 25 * 0.15^2 = 0.562 \text{ kN/m}$$

P1 supporte un mur :

$$G_{\text{Mur}} = 1.26 \text{ kN/m}^2$$

La charge totale sur P1 :

Pour le calcul du moment :

$$q_M^T = 1.35 * g_0 + q_M + 1.35 * G_{Mur} * H$$

$$q_M^T = 1.35 * 0.562 + 7.76 + 1.35 * 1.26 * 3.1 = 13.79 \text{ kN/m}$$

Pour le calcul de l'effort tranchant:

$$q_V^T = 1.35 * g_0 + q_v + 1.35 * G_{Mur \text{ cloison}} * H$$

$$q_V^T = 1.35 * 0.562 + 5.82 + 1.35 * 1.26 * 3.1 = 11.85 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_M^T * l_x^2}{8} = 6.895 \text{ kN.m}$$

$$V = \frac{q_V^T * l_x}{2} = 11.85 \text{ kN}$$

1.2.6.1. Ferrailage de la poutre de renfort P1 :

Les résultats de calcul de ferrailage de la poutre P1 à la flexion simple sont résumés dans le tableau 3.15

Tableau 3.15 : Tableau ferrailage de poutre de renfort P1.

M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _T (cm ²)	A _{T(Min)} (cm ²)	Choix
6.895	0.019	0.024	0.1287	1.54	0.235	2HA10

Vérification du cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{11.85 * 10^{-3}}{0.15 * 0.13} = 0.608 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 * \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$; Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

Les armatures transversales :

On choisit : 1 cadre ϕ_6 + 1 étrier ϕ_6 = 4HA6 = 1.13 cm²

Tableau 3.16 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversales dans 'P1'.

Armature trasversale	Vérifications d'espacements			S _t choisi (cm)
4HA6	S _{t1} (cm)	S _{t2} (cm)	S _{t3} (cm)	10
	11.7	38	12.82	

Poutre de renfort 2 :

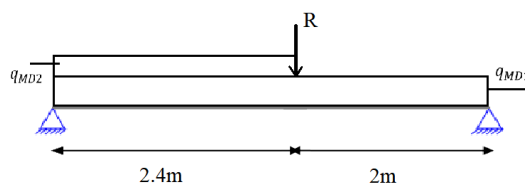


Figure 3.5 : Distribution des charges sur P2

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$29.33 \leq h \leq 44 \text{ (cm)}$$

$$h = 30\text{cm et } b = 30\text{cm}$$

Poids propre de P1 :

$$g_0 = \gamma_{\text{béton}} * b * h = 25 * 0.3^2 = 2.25 \text{ kN/m}$$

$$q_0 = Q * b = 2.5 * 0.3 = 0.75 \text{ kN/m}$$

$$\rho_{D2} = \frac{2}{2.4} = 0.83 > 0.4 ; \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$q_{MD2} = \frac{q_u}{2} * \left(1 - \frac{\rho_{D2}^2}{3}\right) * l_x = \frac{11.65}{2} * \left(1 - \frac{0.83^2}{3}\right) * 2 = 8.97 \text{ kN/m}$$

$$q_{VD2} = \frac{q_u}{2} * \left(1 - \frac{\rho_{D2}}{3}\right) * l_x = \frac{11.65}{2} * \left(1 - \frac{0.83}{3}\right) * 2 = 6.81 \text{ kN/m}$$

$$\rho_{D1} = \frac{2.45}{4.4} = 0.55 > 0.4 ; \text{Travaille suivant les deux sens}$$

$$q_{MD1} = \frac{q_u}{2} * \left(1 - \frac{\rho_{D1}^2}{3}\right) * l_x = \frac{11.65}{2} * \left(1 - \frac{0.55^2}{3}\right) * 2.45 = 12.83 \text{ kN/m}$$

$$q_{VD1} = \frac{q_u}{2} * \left(1 - \frac{\rho_{D1}}{3}\right) * l_x = \frac{11.65}{2} * \left(1 - \frac{0.55}{3}\right) * 2 = 8.45 \text{ kN/m}$$

Les charges transmises :

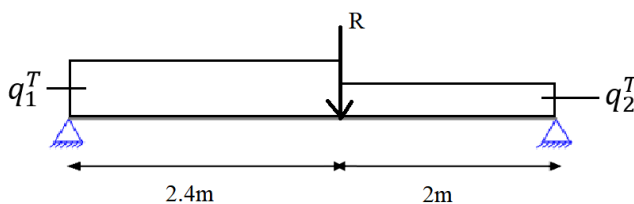


Figure 3.6 : Les charges transmises sur P₂

La charge totale sur P2 :

Pour le calcul de M :

$$q_1^T = 1.35g_0 + 1.5Q_0 + q_{MD1} + q_{MD2} = 25.96 \text{ kN/m}$$

$$q_1^T = 1.35g_0 + 1.5Q_0 + q_{MD1} = 17 \text{ kN/m}$$

Pour le calcul de V :

$$q_1^T = 1.35g_0 + 1.5Q_0 + q_{VD1} + q_{VD2} = 19.43 \text{ kN/m}$$

$$q_1^T = 1.35g_0 + 1.5Q_0 + q_{VD1} = 12.61 \text{ kN/m}$$

Calcul des sollicitations maximales :

M_{max} :

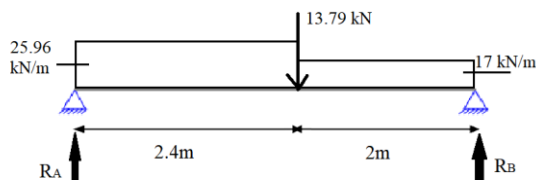


Figure 3.7 : Les charges totale sur P₂ (Sous M)

$$\sum F/y = 0 : R_A + R_B - 25.96 * 2.4 - 13.79 - 17 * 2 = 0$$

$$R_A + R_B = 110.09 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 : -R_B * 4.4 + 13.79 * 2.4 + 25.96 * 2.4 * \frac{2.4}{2} + 17 * 2(2.4 + \frac{2}{2})$$

$$R_B = 50.78 \text{ kN}$$

$$\sum B = 0 : R_A * 4.4 - 25.96 * 2.4 * \left(\frac{2.4}{2} + 2\right) - 13.79 * 2 - 17 * 2 * \left(\frac{2}{2}\right)$$

$$R_A = 59.31 \text{ kN}$$

$$-M_0 + 59.31x - 25.96x * \frac{x}{2} = 0$$

$$M_0 = -12.98 * x^2 + 59.31x$$

$$\frac{dM_0}{dx} = 0 : -2 * 12.98x + 59.31 = 0 \quad \text{d'où : } x = 2.28 \text{ m}$$

$$M_0 (x = 2.28\text{m}) = -12.98 * 2.28^2 + 59.31 * 2.28 = 67.75 \text{ kN.m}$$

V_{max} :

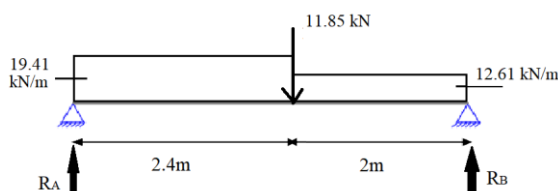


Figure 3.8 : Les charges totale sur P₂ (Sous V)

$$\sum F/y = 0 : R_A + R_B - 19.41 * 2.4 - 11.85 - 12.61 * 2 = 0$$

$$R_A + R_B = 83.65 \text{ kN}$$

$$\sum B = 0 : R_A * 4.4 - 19.41 * 2.4 * \left(\frac{2.4}{2} + 2\right) - 11.85 * 2 - 12.61 * 2 * \left(\frac{2}{2}\right)$$

$$R_A = 44.99 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 45 \text{ kN}$$

1.2.6.2. Ferrailage de la poutre de renfort P2 :

Les résultats de calcul de ferrailage de la poutre P2 à la flexion simple sont résumés dans le tableau 3.17

Tableau 3.17 : Tableau ferrailage de poutre de renfort P2

M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_T (cm ²)	$A_{T(\text{Min})}$ (cm ²)	Choix
67.75	0.203	0.2866	0.248	7.85	1.01	4HA16

Vérification du cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{45 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.28} = 0.536 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \cdot \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$; Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

Les armatures transversales :

On choisit : 1 cadre ϕ_6 + 1 étrier ϕ_6 = 4HA6 = 1.13 cm²

Tableau 3.18 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversales dans 'P2'.

Armature trasversale	Vérifications d'espacements			S _t choisi (cm)
	S _{t1} (cm)	S _{t2} (cm)	S _{t3} (cm)	
4HA6	25.2	37.67	-125.44	25

1.2.7. Calcul des dalles en portes-à-faux :

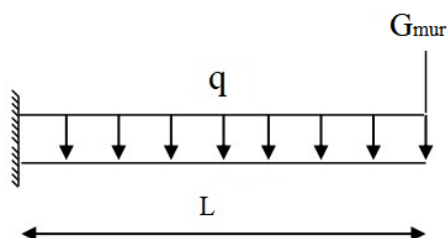


Figure 3.9 : Schéma statique d'une dalle en porte-à-faux

Pour les panneaux D2 et D3 :

$$G = 4.35 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \quad e = 12 \text{ cm}$$

$$\text{ELU : } G_{mur} = 11.55 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } G_{mur} = 8.55 \text{ kN}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.12 \text{ kN}$$

$$q_s = G + Q = 5.85 \text{ kN}$$

$$M_0 = -\left[\frac{q_u * l_x^2}{2} + l_x * G_{mur}\right]$$

$$V = q_u * l_x + G_{mur}$$

Tableau 3.19 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les panneaux D2 et D

Panneau	l_x (m)	M_0^u (kN.m)	M_0^s (kN.m)	V (kN)
D2	1.3	-21.88	-16.06	22.11
D3	1.45	-28.28	-18.55	23.32

1.2.7.1. Ferrailage des panneaux D2 et D3 :

Tableau 3.20 : Ferrailage longitudinal dans les panneaux.

Panneau	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ² /m)	A _(Min) (cm ² /m)	Choix	St (cm)
D2	21.88	0.154	0.210	0.916	6.86	0.96	7HA12	14
D3	28.28	0.178	0.247	0.09	7.39	0.96	7HA12	14

Armatures de repartition :

$$A_r = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA8 = 2.01 cm² → S_t = 25 cm

Vérification des armatures transversales :

Tableau 3.21 : Tableau récapitulatif de verifications des armatures transversales dans les panneaux

Panneau	V (kN)	τ_u (MPa)	$\frac{0.07F_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	Observation
D2	22.11	0.2211	1.17	Les armatures transversales ne sont pas nécessaires
D3	23.32	0.2332	1.17	Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

1.2.7.2. Vérifications à l'ELS :

❖ *Etat limite d'ouverture des fissures:*

Tableau 3.22 : Tableau vérification à ELS dans les panneaux.

	D2	D3
Ms (MN.m)	16.06 * 10 ⁻³	18.55 * 10 ⁻³
y (m)	0.0383	0.0383
I (m ⁴)	6.39 * 10 ⁻⁵	6.39 * 10 ⁻⁵
σ_{bc} (MPa)	9.626	11.118
Observation	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration

❖ Etat limite de deformation (la flèche):

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots (2)$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{F_e} \dots (3)$$

$$l \leq 8m \dots (4)$$

Tableau 3.23 : Tableau récapitulatif de vérifications des conditions de la fleche dans les panneaux

Conditions	D2	Observation	D3	Observation
1	0.0923 > 0.0625	Vérifiée	0.0827 > 0.0625	Vérifiée
2	0.0923 < 0.1	Non vérifiée	0.0827 < 0.1	Non vérifiée
3				

La 2ème condition n'est pas vérifiée, la fleche doit être calculée.

Les calculs sont menés de la même manière que pour les poutrelles de 'Niveau 1'. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 3.24

Tableau 3.24 : Tableau récapitulatif de calcul de la fleche dans les panneaux.

Sens	As (cm²)	F _{gi} (mm)	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
D2	7.92	2.74	5.22	2.46	3.06	3.07	5.2	Vérifiée
D3	7.92	4.03	7.56	3.64	4.58	4.47	5.8	Vérifiée

1.2.7.3. Schéma de ferrailage des dalles en porte-à-faux :

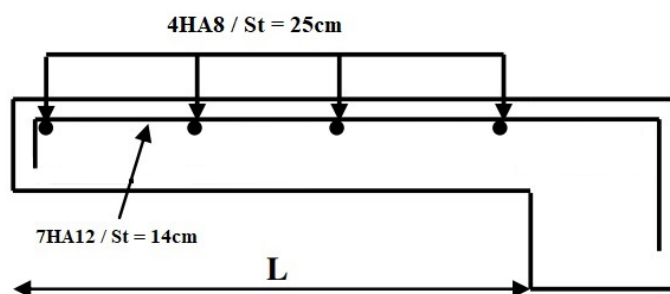


Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de porte-à-faux

2. L'escaliers :

Les escaliers se calculent comme des sections rectangulaires de largeur $b = 1m$ et de hauteur 'e'. Leur ferrailage se fait à la flexion simple avec les sollicitations maximales.

Calcul des sollicitations

On présente le calcul pour le 'Type 2'

2.1. Volées 1 et 3 :

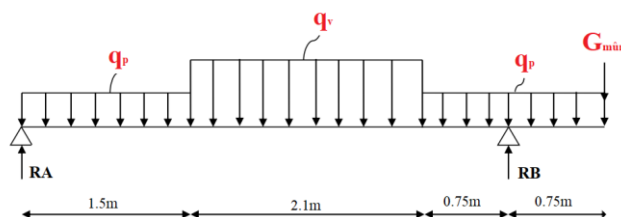


Figure 3.11 : Schéma statique de l'escalier 'Type 2'

$$G_v = 7.68 \text{ kN/m}^2$$

$$G_p = 5.27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 14.12 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_v = G_v + Q = 10.18 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU : } q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 10.86 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_p = G_p + Q = 7.77 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU : } G_{mur} = 1.35G_{DC} * H = 11.55 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } G_{mur} = G_{DC} * H = 8.55 \text{ kN}$$

Tableau 3.25 : Tableau récapitulatif des combinaisons.

	Volée (q_v)	Palier (q_p)	Mûr (G_{mur})
ELU (kN/m)	14.12	10.86	11.55
ELS (kN/m)	10.18	7.77	8.55

Les efforts internes :

$$\sum F/y = 0 : R_A + R_B - q_p * 1.5 - q_v * 2.1 - q_p * 1.5 - G_{mur} = 0$$

$$\text{ELU : } R_A + R_B = 73.78 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } R_A + R_B = 53.24 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 :$$

$$-q_p * \frac{1.5^2}{2} - q_v * 2.1 \left(\frac{2.1}{2} + 1.5 \right) - q_p * 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 1.5 + 2.1 \right) - G_{mur} * 5.1 + (1.5 + 2.1 + 0.75)R_B = 0$$

$$\text{ELU : } R_B = 50.02 \text{ kN}$$

$$R_A = 23.76 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 36.22 \text{ kN}$$

$$R_A = 17.02 \text{ kN}$$

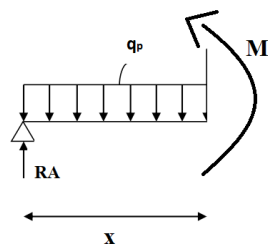
Les moments maximaux :

En appui B :

$$M_a = -\frac{q_p \cdot 0.75^2}{2} - 0.75 G_{mur}$$

ELU : $M_a = -11.72 \text{ kN.m}$

ELU : $M_a = -8.6 \text{ kN.m}$



En travée :

$0 < x < 1.5 \text{ m}$:

$$M_0 - R_A x + q_p x \cdot \frac{x}{2} = 0$$

$$M_0 = -q_p \frac{x^2}{2} + R_A x$$

$$M_0 = -10.86 \cdot \frac{x^2}{2} + 23.76 x$$

$$M_0 (x = 1.5 \text{ m}) = -\frac{10.86 \cdot 1.5^2}{2} + 23.76 \cdot 1.5 = 23.42 \text{ kN.m}$$

$1.5 \text{ m} < x < 3.6 \text{ m}$:

$$-M_0 - R_A x + q_p \cdot 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) - q_v \cdot \frac{(x-1.5)^2}{2} = 0$$

ELU : $M_0 = -23.76 x + 10.86 \cdot 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) - 14.12 \cdot \frac{(x-1.5)^2}{2}$

ELU : $M_0 = -7.06 x^2 + 28.65 x - 3.668$

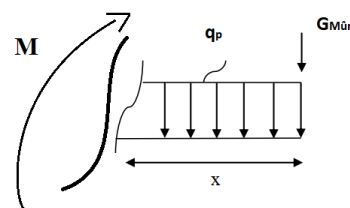
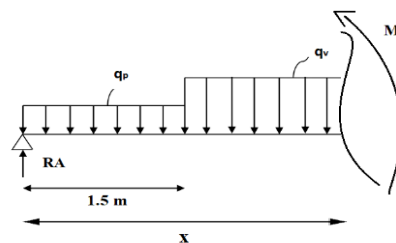
ELU : $\frac{dM_0}{dx} = 0 : -2 \cdot 7.06 x + 28.65 = 0 \rightarrow x = 2.02 \text{ m}$

ELU : $M_0 = -7.06 \cdot 2.02^2 + 28.65 \cdot 2.02 - 3.668 = 25.39 \text{ kN.m}$

De même manière, on calcul a ELS et on trouve :

$x = 2.027 \text{ m}$

ELS : $M_0 = 18.21 \text{ kN.m}$



Les sollicitations sont résumées dans le **tableau 3.26**

Tableau 3.26 : Tableau récapitulatif des sollicitations max.

	$M_0(x) \text{ (kN.m)}$	$M_a \text{ (kN.m)}$	$V \text{ (kN)}$
ELU	25.39	11.72	30.33
ELS	18.21	8.6	

2.1.1. Ferrailage des volées 1 et 3 :

Le ferrailage est résumés dans le **tableau 3.27**

Tableau 3.27 : Tableau récapitulatif de résultats de ferrailage escalier.

	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_T (cm ² /ml)	$A_{T(Min)}$ (cm ² /ml)	Choix	St (cm)
Travée	25.39	0.1058	0.1401	0.1227	5.95	1.57	4HA14	25
Appuis	11.72	0.0488	0.0626	0.1267	2.66	1.57	4HA10	25

Armatures de répartitions :

$$A_{tr} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{ar} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On Opte pour : 4HA8 pour les deux avec un espacement ($S_T = 25\text{cm}$), pour faciliter la mise en œuvre.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0.07Fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{30.33 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.13} = 0.233 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.07 \cdot 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2.1.2. Vérifications à l'ELS :

❖ *Etat limite d'ouverture des fissures*

Tableau 3.28 : Tableau vérification à ELS dans l'escalier.

	En travée	En appuis
Ms (MN.m)	$18.21 \cdot 10^{-3}$	$8.6 \cdot 10^{-3}$
y (m)	0.0406	0.0316
I (m⁴)	$9.62 \cdot 10^{-5}$	$5.975 \cdot 10^{-5}$
σ_{bc} (MPa)	7.68	4.55
Observation	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration

❖ *Etat limite de déformation (la flèche)*

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{435} = 0.03448 < \frac{3}{80} = 0.0375$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée, la flèche doit être calculée.

Calcul des moments sous les différents chargements :

Tableau 3.29 : Tableau récapitulatif des différents chargements sur la volée et le palier

	G (kN/m ²)	J (kN/m ²)	P (kN/m ²)	G _{mur} (kN)
Volée	7.68	6.09	10.18	8.55
Palier	5.27	3.75	7.77	
M₀ (kN.m)	12.65	9.16	18.21	

Les calculs sont menés de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 3.30

Tableau 3.30 : Tableau récapitulatif de la flèche dans les volée 1 et 3

	As (cm ²)	F _{gi} (mm)	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
Ancienne	6.16	5.31	10.3	2.88	9.65	11.76	8.7	Non vérifiée
Nouvelle	10.78	3.82	8.29	2.25	6.56	8.79	8.7	Non vérifiée

Conclusion : Vue que la flèche n'est pas vérifiée, donc on opte pour l'augmentation de l'épaisseur de la paillasse à '18 cm'.

On obtient les valeurs suivantes :

Tableau 3.31 : Tableau récapitulatif des charges après l'augmentation de l'épaisseur.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
Volée	8.53	2.5	15.26	11.03
Palier	6.02	2.5	11.88	8.52
Mur	2.76		11.55	8.55

Le calcul des sollicitations internes se fait de la même manière qu'à l'ELU, et on a obtenu :

Tableau 3.32 : Tableau récapitulatif des sollicitation après l'augmentation de l'épaisseur.

	M ₀ (x) (kN.m)	M _a (kN.m)	V (kN)
ELU	27.86	12	32.76
ELS	20.03	8.1	

Tableau 3.33 : Tableau récapitulatif de résultats de ferrailage escalier.

	M (kN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _T (cm ² /ml)	A _{T(Min)} (cm ² /ml)	Choix	St (cm)
Travée	27.86	0.0872	0.1142	0.143	5.60	1.81	5HA12	20
Appuis	12	0.0376	0.0479	0.142	2.43	1.81	4HA10	25

Armatures de répartition :

$$A_{tr} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ar} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On Opte pour : 4HA8 pour les deux avec un espacement (S_T = 25cm), pour faciliter la mise en œuvre.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0.07 F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{32.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.218 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérifications ELS :
❖ Etat limite d'ouverture des fissures
Tableau 3.33 : Tableau vérification à ELS dans l'escalier.

	En travée	En appuis
Ms (MN.m)	20.03×10^{-3}	8.81×10^{-3}
y (m)	0.0426	0.0332
I (m⁴)	1.235×10^{-4}	7.64×10^{-5}
σ_{bc} (MPa)	6.91	3.83
Observation	Pas de risque de fissuration	Pas de risque de fissuration

❖ Etat limite de déformation (la flèche)

Calcul des moments sous les différents chargements :

Tableau 3.34 : Tableau récapitulatif des différents chargements sur la volée et le palier

	G (kN/m ²)	J (kN/m ²)	P (kN/m ²)	G_{mur} (kN)
Volée	8.53	6.93	11.03	8.55
Palier	6.02	4.5	8.52	
M₀ (kN.m)	14.47	10.96	20.03	

Les calculs sont menés de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau 3.35**

Tableau 3.35 : Tableau récapitulatif de la flèche dans les volées 1 et 3.

As (cm ²)	F _{gi} (mm)	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
5.65	3.73	7.24	2.04	6.76	8.23	8.7	Vérifiée

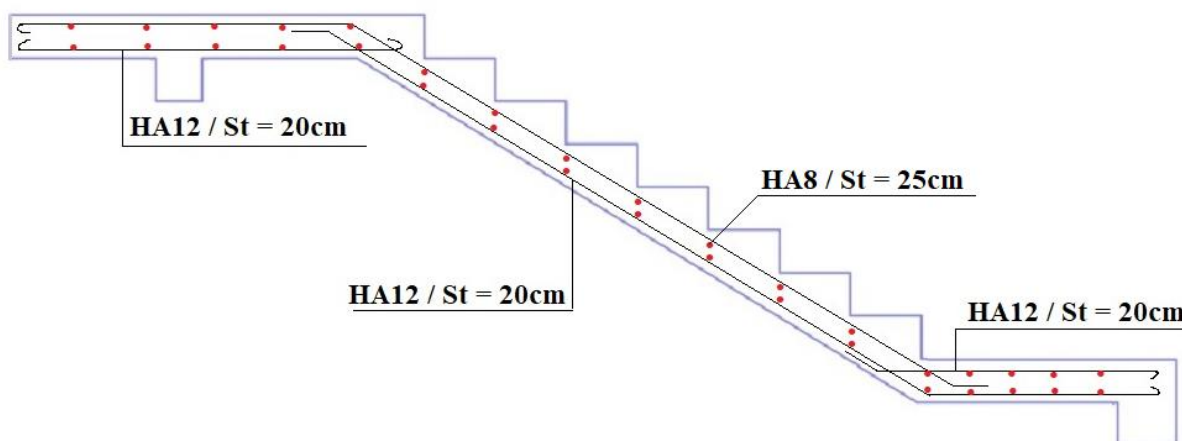
Le palier en console :

Les calculs, menés de la même manière, ont abouti aux résultats présentés dans le **tableau 3.36**

Tableau 3.36 : Tableau récapitulatif de la fleche dans le palier en console.

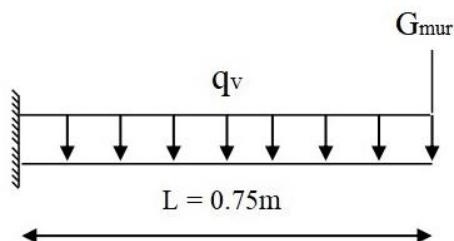
As (cm ²)	F _{gi} (mm)	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
5.65	0.066	0.194	0.060	0.085	0.153	3	Vérifiée

2.1.3. Schéma de ferrailage des volées 1 et 3 :


Figure 3.12 : Schéma de ferrailage des volées 1 et 3.

2.2. Volée 2 :

La volée deux est calculée comme une console appuyée sur la poutre brisée (au milieu de la volée).


Figure 3.13 : Schéma statique de la volée 2 de l'escalier 'Type 2'

$$G_v = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.26 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_v = G_v + Q = 11.03 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU : } G_{mur} = 1.35G_{DC} * H = 11.55 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } G_{mur} = G_{DC} * H = 8.55 \text{ kN}$$

$$\text{ELU : } M = -\left[\frac{q_v l^2}{2} + G_{mur} * l\right] = -12.95 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M = -9.51 \text{ kN.m}$$

$$V = q_u * l_x + G_{mur} = 22.995 = 23 \text{ kN}$$

2.2.1. Ferrailage de la volée 2 :

Tableau 3.37 : Tableau récapitulatif de résultats de ferrailage de la volée 2.

	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_T (cm ² /ml)	$A_{T(Min)}$ (cm ² /ml)	Choix	St (cm)
Travée	12.95	0.0405	0.0517	0.147	2.53	1.81	4HA10	20

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0.07 F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{23 * 10^{-3}}{1 * 0.15} = 0.1153 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2.2.2. Vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

Tableau 3.38 : Tableau vérification à ELS dans la volée 2.

Ms (MN.m)	$9.53 * 10^{-3}$
y (m)	0.0332
I (m ⁴)	$7.64 * 10^{-5}$
σ_{bc} (MPa)	4.14
Observation	Pas de risque de fissuration

❖ Etat limite de déformation (la flèche)

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{75} = 0.24 > \frac{3}{80} = 0.0375 \dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{75} = 0.24 > \frac{1}{20} = 0.05 \dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 * 15} = 2.093 * 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 * 10^{-3}$$

La 3ème condition n'est pas vérifiée, la flèche doit être calculée.

Calcul des moments sous les différents chargements :

$$G = 8.53 \text{ kN/m}^2 \quad J = 6.93 \text{ kN/m}^2 \quad P = 11.03 \text{ kN/m}^2 \quad G_{Mur} = 8.55 \text{ kN}$$

$$M_g = \left(\frac{8.53 * 0.75^2}{2} + 8.55 * 0.75 \right) = 8.81 \text{ kN.m}$$

$$M_j = \left(\frac{6.93 \cdot 0.75^2}{2} + 8.55 \cdot 0.75 \right) = 8.36 \text{ kN.m}$$

$$M_p = \left(\frac{11.03 \cdot 0.75^2}{2} + 8.55 \cdot 0.75 \right) = 9.51 \text{ kN.m}$$

Les calculs sont menés de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau 3.39**

Tableau 3.39 : Tableau récapitulatif de la fleche dans la volée 2.

As (cm ²)	F _{gi} (mm)	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
3.14	0.09	0.23	0.07	0.12	0.194	3	Vérifiée

3. Acrotère :

L'étude de l'acrotère se fait en flexion composée, au niveau de la section encastree, pour une bonde de 1ml. La fissuration est considérée comme nuisible car elle est exposée aux intempéries.

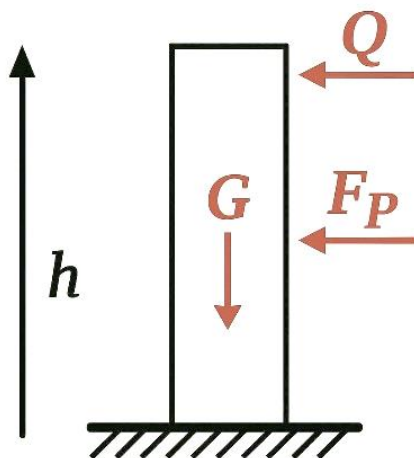


Figure 3.14 : Schéma statique de l'acrotère.

3.1. Évaluation des charges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.725 \text{ kN/ml}$

Surcharge dû à l'effort latéral : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Etat limite ultime :

$$N = 1.35G = 1.35 \cdot 1.725 = 2.33 \text{ kN}$$

$$M = 1.5Qh = 1.5 \cdot 1 \cdot 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$V = 1.5Q = 1.5 \text{ kN}$$

Etat limite service :

$$N = G = 1.725 \text{ kN}$$

$$M = Qh = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$V = Q = 1 \text{ kN}$$

Tableau 3.40 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans l'acrotère

Sollicitation	ELU	ELS
N (kN)	2.33	1.725
M (kN.m)	0.9	0.6
V (kN)	1.5	1

3.2. Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à étudier une section rectangulaire ($b = 1 \text{ ml}$; $h = 0.1 \text{ m}$), soumise à une flexion composée et une fissuration préjudiciable.

L'excentricité de l'acrotère :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M}{N} = \frac{0.9}{2.33} = 0.386 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m} \end{cases}$$

- $e_1 > \frac{h}{6}$; Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, donc la section est partiellement comprimée. Le ferrailage se fait par assimilation à la F.S

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 :

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \text{Max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 * L_f^2 * (2 + \Phi \alpha)}{h * 10^4} \quad ; \text{ avec : } \alpha = \frac{Mg}{Mg + Mq} = 0$$

- Φ : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérer.
- α : Le rapport dû au premier ordre, dû avec les charges permanentes au moment total du premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1.
- L_f : Longueur de flambement : $L_f = 2 * L = 1.2 \text{ m}$
- h : Hauteur de la section calculer.

$$e_2 = \frac{3 * 1.2^2 * (2 + 0)}{0.1 * 10^4} = 8.64 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_0 + e_1 + e_2 = 0.414 \text{ m}$$

$$M_u = N_u * e = 2.33 * 0.414 = 0.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.96 + 2.33(0.08 - 0.05) = 1.03 \text{ kN.m}$$

Calcul des armatures longitudinales

$$\mu_{bu} = \frac{1.03 * 10^{-3}}{14.2 * 1 * 0.08^2} = 0.0113 < 0.186 ; \text{Pivot A et A}' = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0113}) = 0.01425$$

$$z = 0.08(1 - 0.4 * 0.01425) = 0.0795 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1.03 * 10^{-3}}{0.0795 * 348} = 0.372 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.372 - \frac{2.33 * 10^{-3}}{348} = 0.305 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{Min} = 0.23 * 100 * 8 * \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on ferraille avec A_{Min} et on opte pour : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

$$\text{D'où : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_T = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_R = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \rightarrow A_R = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'où : } S_t \leq \frac{60}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_T = 20 \text{ cm}$$

Vérification du Cisaillement :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1.5 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.0188 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau < \overline{\tau}_u$: Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification du séisme :

D'après le **RPA99 VERSION 2003** [Article 6.2.3], les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales, suivant la formule :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_P : facteur de force horizontale.

A = 0.15 [Tableau 4.1]

$$C_p = 0.80 \quad [\text{Tableau 6.1}]$$

W_p = Le poids propre de l'acrotère.

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.725 = 0.828 \text{ kN/ml}$$

Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i * Y_i}{\sum A_i} = \frac{(60*10)*30 + (10*6)*53 + \left(\frac{10*4}{2}\right)*58}{(60*10) + (10*6) + \left(\frac{10*4}{2}\right)} = 0.32 \text{ m}$$

$$M_{Fp} = F_p * Y_G = 0.265 \text{ kN.m}$$

3.3. Vérification ELS :

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots N \text{ avec signe}$$

$$y = y_c + c$$

$$N_{compression} : c = e_G - \frac{h}{2} ; \text{avec} : c < 0 \text{ et } y_c > 0$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.725} = 0.348 \text{ m}$$

$$c = -\left(0.348 - \frac{0.1}{2}\right) = -0.298 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$p = -3 * (-0.298)^2 + 90 \frac{2.01*10^{-4}}{1} (0.08 + 0.298) = -0.2596 \text{ m}^2$$

$$q = -2 * (-0.298)^3 - 90 \frac{2.01*10^{-4}}{1} (0.08 + 0.298)^2 = 0.05034 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.2596 y_c + 0.05034 = 0$$

$$+c \leq y_c \leq h + c \dots Si c < 0 ; Soit : y_c = 0.3192 \text{ m}$$

$$y = 0.3192 - 0.298 = 0.0212 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1}{2} * 0.0212^2 - 15 * 2.01 * 10^{-4} (0.08 - 0.0212) = 4.744 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.725*10^{-3}}{4.774*10^{-5}} * 0.0212 = 0.771 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots \text{Pas de risque d'eclatement du béton.}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{sc} = 15 * \frac{N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{sc} = 15 * \frac{1.725}{4.744*10^{-5}} * (0.08 - 0.0212) = 32.07 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} * 400 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{sc} < \overline{\sigma_s}$: Pas de risque de fissuration.

3.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

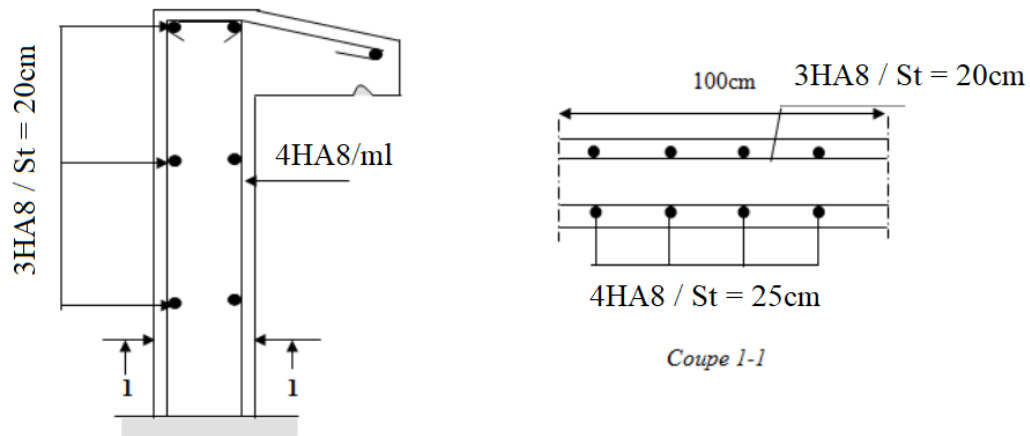


Figure 3.15 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

A thick dark blue vertical bar runs along the left edge of the page. A blue arrow-shaped banner points to the right from this bar, containing the text 'Promotion 2025'. In the bottom-left corner, several thin, curved lines in dark blue and light grey sweep upwards and to the right.

Promotion 2025

Chapitre 4: Etude dynamique

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel provoquant des tremblements du sol dues à des ondes qui libèrent une énergie et entraînent des déformations. Pour résister à ces forces sismiques, les structures doivent être conçues en respectant les recommandations du **RPA99/V03**.

1. Objectif :

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les réponses de notre bâtiment aux sollicitations dynamiques dues au séisme. Ceci permettra de concevoir une structure qui respecte toutes les exigences de sécurité du règlement parasismique et de justifier le système de contreventement choisi. Méthodes de Calcul :

Les principales méthodes utilisées pour calculer les forces sismiques dans une structure :

- La méthode Statique Équivalente (MSE).
- Les méthodes dynamiques (Spectrale et par Accélérogrammes).

1.1. La méthode statique équivalente (MSE) :

Dans cette méthode, l'effort dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le **RPA**.

1.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul **figure 4.1**). Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Le spectre de réponse est donné par la **formule 4.13** du **RPA99 VERSION 2003**:

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta * \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) * \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) * \left(\frac{Q}{R} \right) * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (1.25A) * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} * \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} * \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Tel que :

T : La période fondamentale de la structure.

$\frac{Sa}{g}$: Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

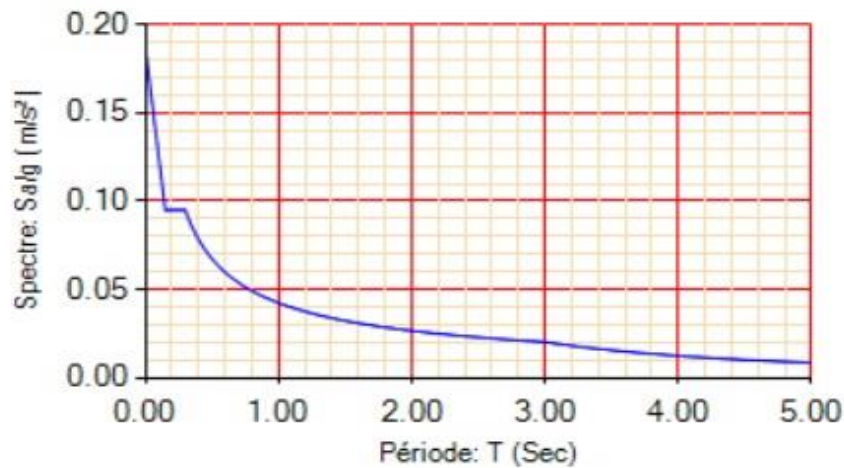


Figure 4.1 : Spectre de réponse (sens x et y).

Une fois l'effort dynamique V_{dyn} est calculé, le **RPA** exige la vérification suivante ;

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st} \quad \dots [\text{RPA99 VERSION 2003} - \text{Art 4.3.6}].$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de : $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$

V_{st} : l'effort tranchant calculé avec la méthode statique équivalente.

2. Calcul de la force sismique totale par la MSE :

La force sismique totale V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales, selon la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \dots [\text{RPA99 VERSION 2003} - \text{Art 4.2.3}].$$

W : Le poids total de la structure, calculé par la relation $W = W_G + \beta W_Q$

$$W = 37804.01 \text{ kN (du modèle)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone, qui dépend de la zone sismique et le groupe d'usage de notre bâtiment. [Tableau 4.1 – RPA99/V03]

L'ouvrage étudié est classé comme suit :

- L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Bejaia, donc en zone IIa;
- Le bâtiment est à usage d'habitation, il ne dépasse pas 48 m et ne peut pas abriter plus de 300 personnes. Il est donc classé dans le Groupe 2.

$$A = 0.15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, qui dépend du système de contreventement adopté. [Tableau 4.3 – RPA99/V03]

On adopte un système mixte Voiles-Portiques avec justification d'interaction : **R = 5**

$$Q : \text{Facteur de qualité: } Q = 1 + \Sigma P_q \quad [\text{Formule 4-4}]$$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait ou non (tableau 4.1).

Tableau 4.1 : Tableau récapitulatif des valeurs de pénalités

Critère 'q'	X-X		Y-Y	
	P _q	Observations	P _q	Observations
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	Le rapport des portées excède 1.5 $\frac{5.7}{3.3} = 1.72$	0.05	Il existe des portiques comportant 2 travées seulement
Redondance en plan	0.05	Le rapport des distances excède 1.5	0.05	Le rapport des distances excède 1.5
Régularité en plan	0	Vérifiée	0	Vérifiée
Régularité en élévation	0.05	Le rapport $\frac{B_M}{B} < 0.67$	0.05	Le rapport $\frac{B_M}{B} < 0.67$
Contrôle de la qualité des matériaux	0	Vérifiée	0	Vérifiée
Contrôle de la qualité d'exécution	0	Vérifiée	0	Vérifiée

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.05 * 3 = 1.15 \\ Q_y = 1 + 0.05 * 3 = 1.15 \end{cases}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site: $T_2 = 0.3$ s [**Tableau 4.7 – RPA99/V03**]

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constructif, du type de structure et de l'importance des remplissages [**Tableau 4.2 – RPA99/V03**].

On prend $\xi = 7\%$ alors : $\eta = 0.882$

T : Période fondamentale de la structure, évaluée par les méthodes empiriques ou les méthodes numériques

La valeur de T utilisée dans le calcul de l'effort à la base ne doit en aucun cas dépasser 1.3 la période empirique:

Tableau 4.2 : Valeur de la période 'T' pour le calcul de 'V_{base}'

Cas	Période à utiliser
$T < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T$
$T \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3T$

La période fondamentale de la structure, déterminée par les formules empiriques, peut être calculée par les deux expressions suivantes:

$$T_{\text{emp}} = C_T * (H_n)^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots(1)$$

C_T : Coefficient qui dépend de système de contreventement utilisé [Tableau 4.6 – RPA99/V03].

$$C_T = 0.05$$

H_n = Hauteur totale du bâtiment ; $H_n = 38.78$ m

$$T_{emp} = 0.05 * (38.78)^{\frac{3}{4}} = 0.777 \text{ s}$$

$$\begin{cases} T_x = \frac{0.09 * H_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 * 38.78}{\sqrt{32.6}} = 0.611 \text{ s} \\ T_y = \frac{0.09 * H_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 * 38.78}{\sqrt{15.61}} = 0.883 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots(2)$$

$$T_x = \text{Min} (0.777 ; 0.611) = 0.611 \text{ s}$$

$$T_y = \text{Min} (0.777 ; 0.883) = 0.777 \text{ s}$$

On majore la période selon les deux sens de +30%

$$T_x = 1.3 * 0.611 = 0.794 \text{ s}$$

$$T_y = 1.3 * 0.777 = 1.01 \text{ s}$$

La période T_{dyn} déterminée par les méthodes numériques (modèle) :

$$T_{dyn}^x = 0.996 \text{ s} > T_x = 0.794 \text{ s}$$

$$T_{dyn}^y = 0.814 \text{ s} < T_y = 1.01 \text{ s}$$

Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen :

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.882 \left(\frac{0.3}{0.794} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.152 \\ D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.882 \left(\frac{0.3}{0.814} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.133 \end{cases}$$

Calcul de V_{ST} :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

Tableau 4.3 : Tableau récapitulatif des coefficients.

Coefficients	T_x (s)	T_y (s)	A	R	Q_x	Q_y	D_x	D_y	W (kN)
Valeurs	0.794	0.814	0.15	5	1.15	1.15	1.152	1.133	37680.01

$$\begin{cases} V_{STx} = \frac{0.15 * 1.152 * 1.15}{5} . 37680.01 = 1497.55 \text{ kN} \\ V_{STy} = \frac{0.15 * 1.133 * 1.15}{5} . 37680.01 = 1472.86 \text{ kN} \end{cases}$$

3. Vérification de la résultante sismique à la base :

Après avoir calculé l'effort statique à la base de la structure et avoir obtenu l'effort dynamique via 'ETABS', le RPA exige de vérifier : $V_{dyn} \geq 0.8V_{ST}$

Tableau 4.4 : Tableau récapitulatif des forces sismiques à la base.

	Load cases/combo	F_x (kN)	F_y (kN)	V_{ST} (kN)	$0.8V_{ST}$ (kN)	Observation
Sens X	E_x max	1203.70	2.7	1497.55	1198.04	Vérifiée
Sens Y	E_y max	2.7	1361.07	1472.86	1178.28	Vérifiée

4. Analyse modale de la structure :

4.1. Dispositions et dimensions des voiles :

Plusieurs essais de dispositions des voiles ont été étudiés afin d'obtenir un bon comportement de la structure. La disposition retenue est présentée dans la figure 4.2

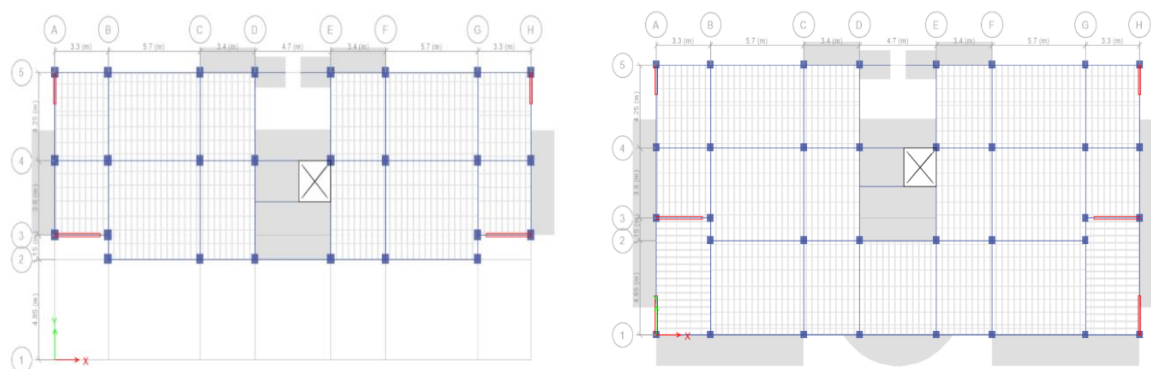


Figure 4.2 : Disposition des voiles dans les différents étages

NB : Notre bâtiment est encastré à deux niveaux différents : 0 et -13.38 m (figure 4.3), ce qui a compliqué le choix de l'emplacement des différents voiles de contreventement.

Tableau 4.5 : Dimensions des voiles adoptées.

		Vx1 et Vx2	Vy1 et Vy2	Vy3 et Vy4
Epaisseur (cm)	Niveau 1	20	20	
	Niveau 2 à 11	15	15	15
Longueur (m)		2.8	1.5	2

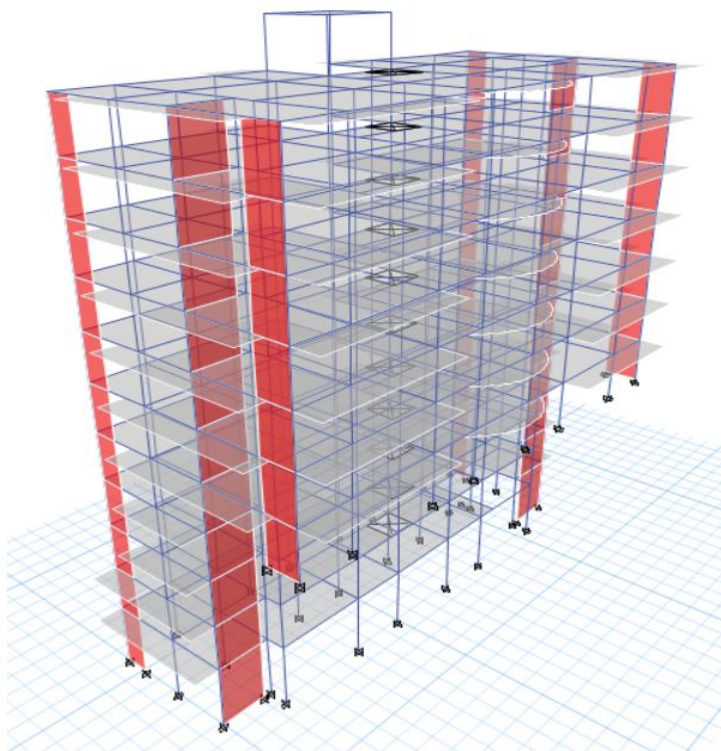


Figure 4.3 : dispositions des voiles 'vue 3D'

Les sections des poteaux ont également été augmentées pour satisfaire les conditions exigés par le règlement et avoir un bon comportement sismique. Les dimensions adoptées sont résumées dans le **tableau 4.6**. les dimensions des poteaux du dernier niveaux ont été revus à la baisse (par rapport au prédimensionnement initial). Ceci a permis de vérifier tout les exigence du RPA.

Tableau 4.6 : Dimensions des poteaux adoptées

Niveau	Section (cm ²)
1	50x55
2	50x50
3	45x50
4	45x45
5	40x45
6	40x40
7 & 8	35x40
9 & 10	30x35
11 & 12	25x30

4.2. Périodes de vibration et taux de participation massiques :

Selon le RPA, la somme des masses modales effectives pour les modes sélectionnés doit constituer au moins 90 % de la masse totale de la structure, ou tous les modes ayant une masse modale effective dépassant 5 % de la masse totale de la structure doivent être inclus pour évaluer la réponse globale de la structure. Un minimum de trois (03) modes doit être retenu dans chaque direction envisagée.

Les différents modes de vibration ainsi que les périodes et les taux de participation massiques sont résumés dans le **tableau 4.7**.

Tableau 4.7 : Tableau récapitulatif de participation modale et période de vibration.

Mode	Période (s)	U _x	U _y	Sum U _x	Sum U _y
1	0.996	0.6968	0	0.6968	0
2	0.814	0	0.5561	0.6968	0.5561
3	0.685	0.0028	5.064E-07	0.6996	0.5561
4	0.312	0.1825	0	0.8821	0.5561
5	0.255	7.669E-07	0.1551	0.8821	0.7112
6	0.22	0.0069	1.034E-05	0.889	0.7112
7	0.198	0.0014	3.555E-05	0.8904	0.7113
8	0.195	3.131E-06	0.0599	0.8904	0.7711
9	0.185	1.85E-06	0.1782	0.8904	0.9493
10	0.165	0.0429	5.03E-06	0.9333	0.9493

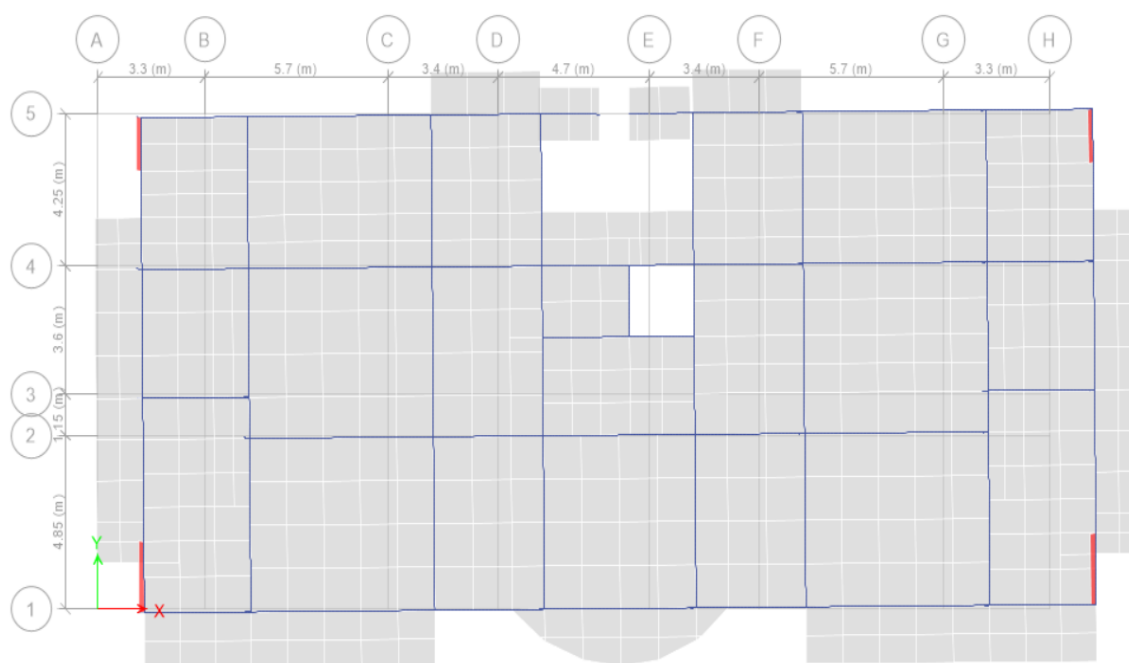


Figure 4.4 : 1^{er} Mode de vibration (translation suivant x-x).

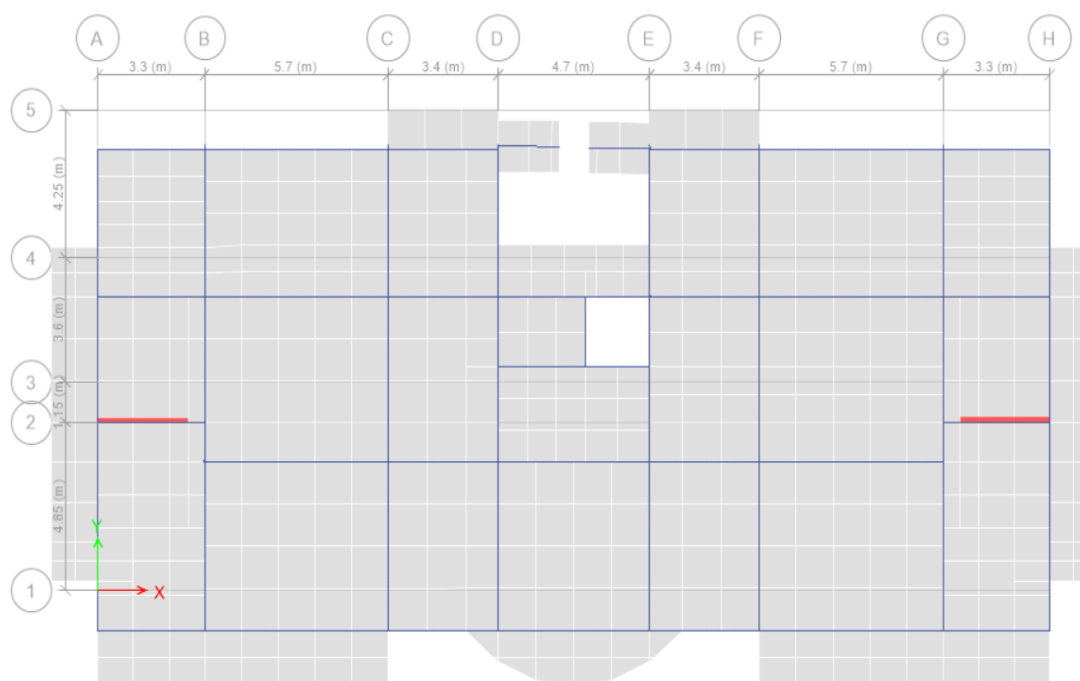


Figure 4.5 : 2^{ème} Mode de vibration (translation suivant y-y).

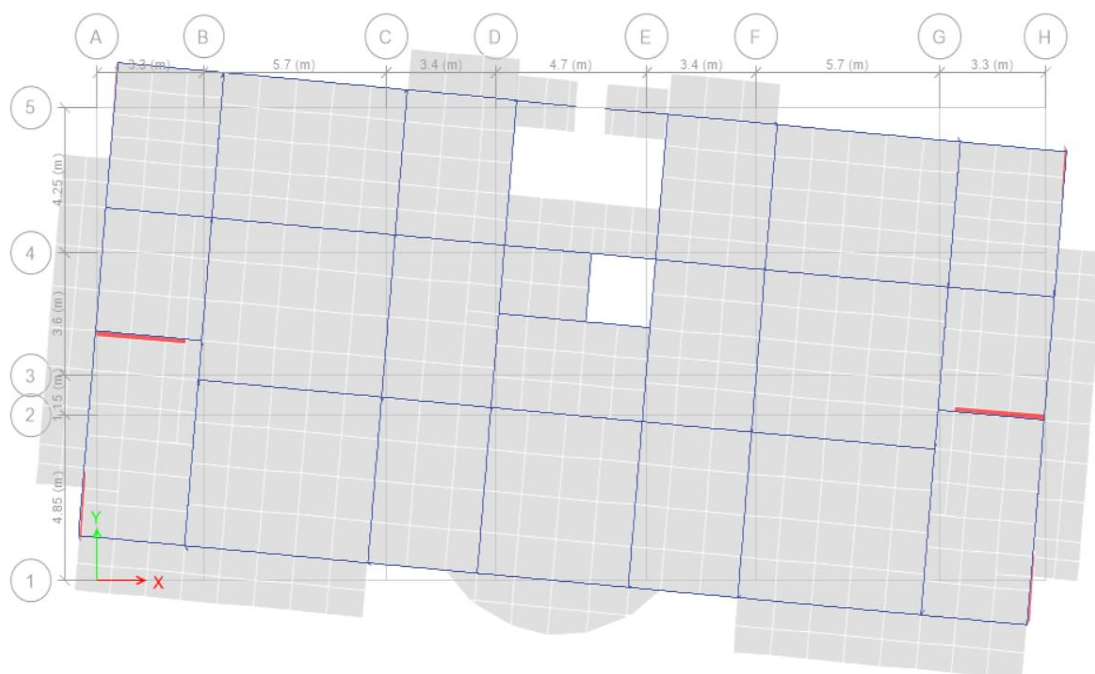


Figure 4.6 : 3^{ème} Mode de vibration (rotation suivant z-z).

Commentaire : D'après les résultats obtenus, les taux de participation massiques atteignent 90% au 9^{ème} mode selon Y et au bout du 10^{ème} mode selon X.

4.3. Justification de l'interaction voiles/portiques

4.3.1. Sous charges verticales

Pour un système mixte:

Les Voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{voiles} + \Sigma F_{portiques}} \leq 20\%$$

Les Portiques doivent reprendre au moins **80%** des sollicitations

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{voiles} + \Sigma F_{portiques}} \geq 80\%$$

La **figure 4.7** présente les résultats de la répartition des charges totales verticales entre les voiles et les portiques à la base du bâtiment.

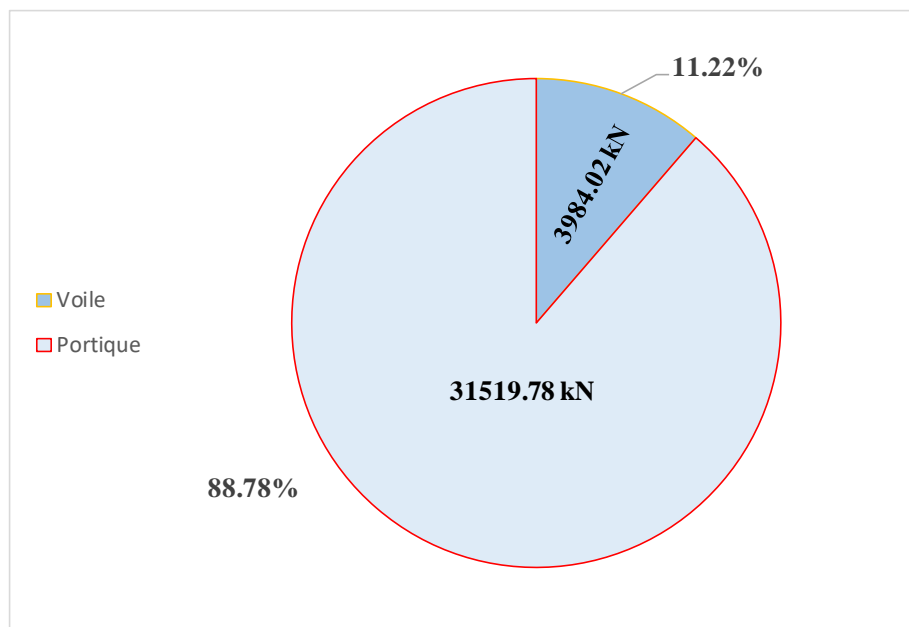


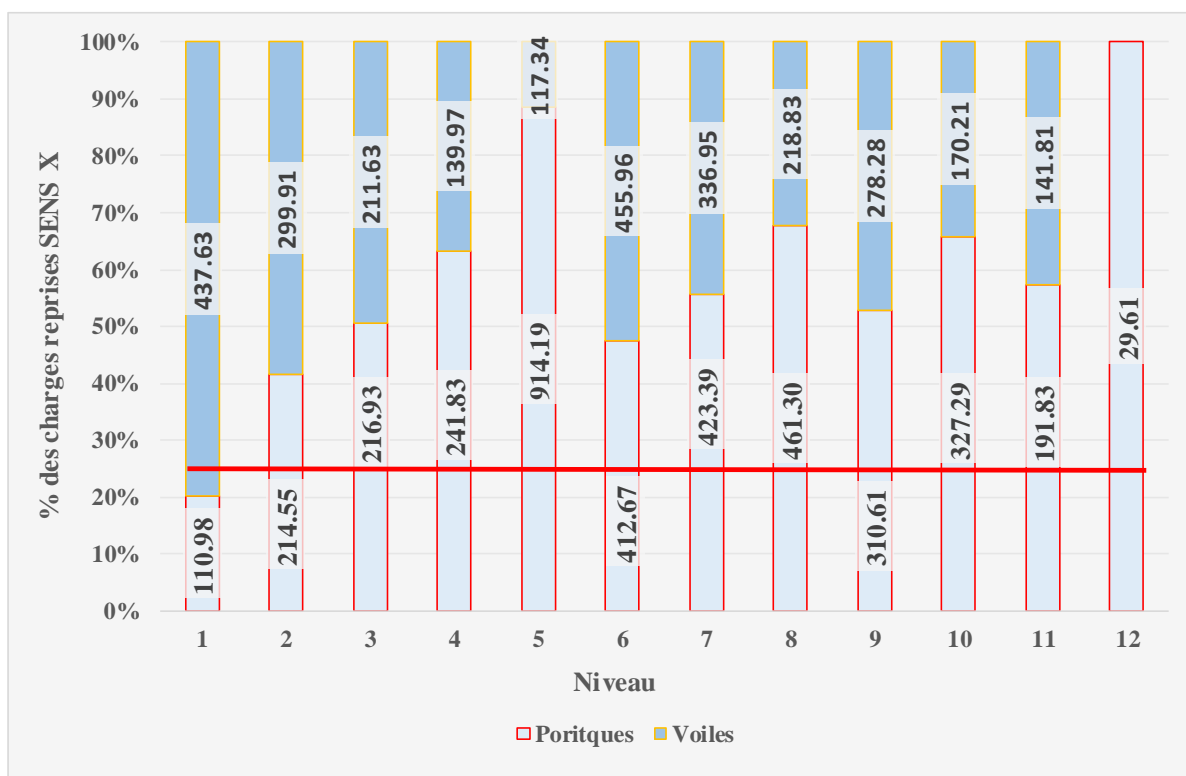
Figure 4.7 : Pourcentages des charges verticales repris par les voiles et les portiques.

4.3.2. Sous charges horizontales :

Les Portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations sismiques.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{voiles} + \sum F_{portiques}} \geq 25\%$$

Les résultats sont résumés représentées dans la figure 4.8. L'interaction horizontale est satisfaisante, seulement deux niveaux dans le sens X ne remplissent pas la condition de l'interaction.



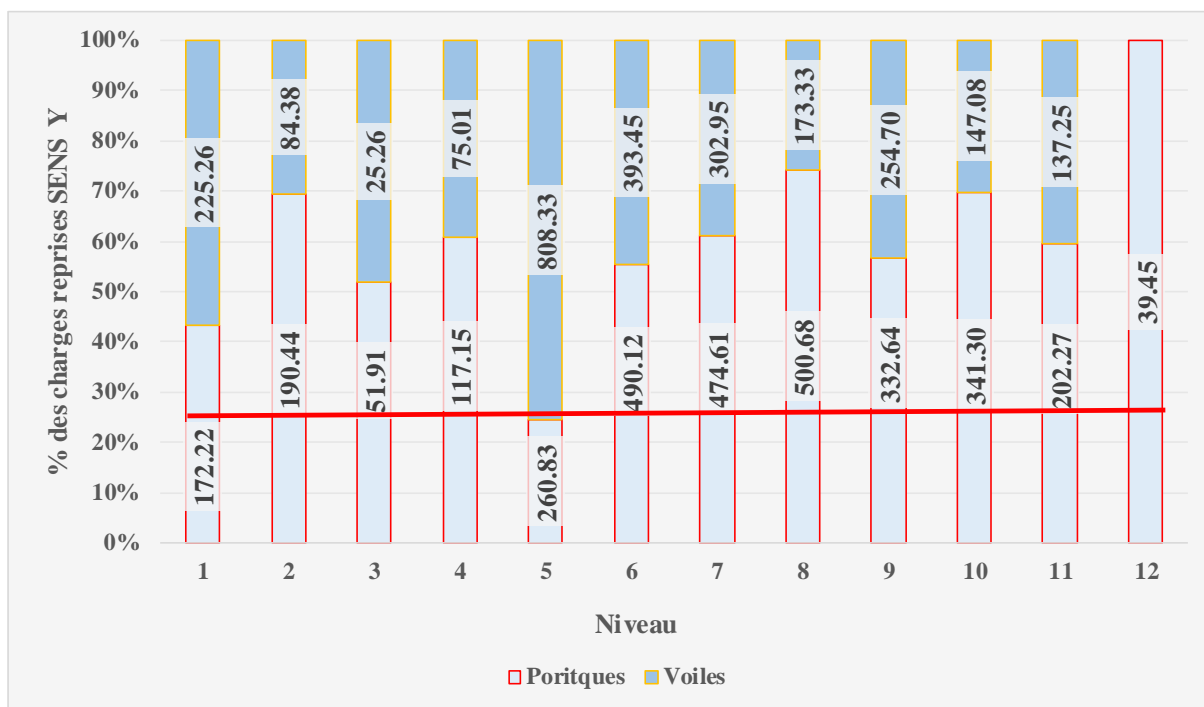


Figure 4.8 : Charges horizontales reprises par les voiles et les portiques dans les deux sens

4.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Afin d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation due au séisme, le **RPA** exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot F_{c28}} \leq 0.3$$

B : L'aire de la section transversale du poteau considéré.

N_d : L'effort normal maximal.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Column	Section	B (m²)	N_d (kN)	v	Observation
1	C9	50x55	0.275	2000.47	0.291	Vérifiée
2	C1	50x50	0.25	1778.66	0.284	Vérifiée
3	C1	45x50	0.225	1592.97	0.283	Vérifiée
4	C1	45x45	0.2025	1418.52	0.280	Vérifiée
5	C1	40x45	0.18	1252.63	0.278	Vérifiée
6	C1	40x40	0.16	1071.16	0.268	Vérifiée
7 & 8	C1	35x40	0.14	886.87	0.253	Vérifiée
9 & 10	C1	30x35	0.105	541.96	0.206	Vérifiée
11 & 12	C3	25x30	0.075	224.47	0.120	Vérifiée

Commentaire : Les sections des poteaux choisis sont suffisantes, il n'y a pas risque de rupture fragile.

4.5. Vérifications des déplacements inter-étages :

Selon le **RPA99 VERSION 2003 [Art 5.10]**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatifs au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1' est donné par la formule suivante :

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

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Δ_k : Peut être déterminé directement des résultats du modèle

Les résultats sont résumés dans le tableau 4.9

Tableau 4.9: Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	Sens x		Sens y		1%H _k (m)	Observation
	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Δ_k (m)	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Δ_k (m)		
12	0.000748	0.00374	0.00085	0.00425	0.031	Vérifiée
11	0.000621	0.003105	0.000568	0.00284	0.031	Vérifiée
10	0.000633	0.003165	0.000605	0.003025	0.031	Vérifiée
9	0.000645	0.003225	0.000641	0.003205	0.031	Vérifiée
8	0.000623	0.003115	0.000641	0.003205	0.031	Vérifiée
7	0.000595	0.002975	0.000625	0.003125	0.031	Vérifiée
6	0.000532	0.00266	0.000528	0.00264	0.031	Vérifiée
5	0.001252	0.00626	0.000362	0.00181	0.031	Vérifiée
4	0.000316	0.00158	0.000124	0.00062	0.031	Vérifiée
3	0.000267	0.001335	5.90E-05	0.000295	0.031	Vérifiée
2	0.000218	0.00109	0.00016	0.0008	0.031	Vérifiée
1	0.000106	0.00053	0.00012	0.0006	0.0408	Vérifiée

Commentaire : On constate d'après les résultats dans les tableaux ci-dessus que les déplacements inter-étage sont inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, suivants les deux directions orthogonales, ce qui signifie que la structure est stable.

4.6. Vérification des effets du second ordre (Effet P-Δ) :

Les effets de 2nd ordre sont les effets dus aux charges verticales, après déplacement ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la conditions suivante est satisfaite dans tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \dots [\text{RPA99 VERSION 2003} - \text{Art 5.9}]$$

P_k : Poids cumulé au-dessus de chaque niveau 'k'.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1'.

h_k : Hauteur de l'étage 'k'.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'k'.

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: 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^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification sont présentés dans le tableau 4.10

Tableau 4.10 : Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	h_k (m)	P_k (kN)	Sens x			Sens y			Observation
			Δ_k (m)	V_k (kN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (kN)	θ_k	
12	3.1	201.78	0.00374	29.61	0.0082	0.00425	39.45	0.0070	Vérifiée
11	3.1	4434.62	0.00310	341.68	0.0132	0.00284	358.75	0.0115	Vérifiée
10	3.1	8181.38	0.00316	526.76	0.0161	0.00303	535.82	0.0151	Vérifiée
9	3.1	11928.15	0.00322	653.52	0.0192	0.00321	656.92	0.0190	Vérifiée
8	3.1	15759.64	0.00311	747.74	0.0214	0.00321	761.67	0.0217	Vérifiée
7	3.1	19591.13	0.00297	833.28	0.0228	0.00312	870.59	0.0230	Vérifiée
6	3.1	23471.27	0.00266	925.97	0.0220	0.00264	961.02	0.0211	Vérifiée
5	3.1	27400.66	0.00626	1023.92	0.0547	0.00181	1020.79	0.0159	Vérifiée
4	3.1	22935.43	0.00158	382.15	0.0232	0.00062	207.55	0.0168	Vérifiée
3	3.1	25464.11	0.00133	444.52	0.0187	0.0003	67.40	0.0273	Vérifiée
2	3.1	27975.01	0.00109	505.29	0.0148	0.0008	274.53	0.0200	Vérifiée
1	4.08	30729.07	0.00053	547.56	0.0073	0.0006	397.47	0.0114	Vérifiée

Commentaire : Les résultats indiquent que les effets du 2nd ordre sont inférieurs à 0.1, ils sont donc négligeables.

4.7. Vérification de stabilité au renversement :

Pour qu'il n'y est pas de renversement du bâtiment, il faut que le moment stabilisant soit supérieur au moment renversant. Le moment de renversement causé par les forces sismiques doit être calculé par rapport au niveau de l'encastrement du bâtiment.

$$\frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{renversement}}} > 1.5$$

Tableau 4.11 : Vérifications de stabilité au renversement.

Sens Y					
W (kN)	X_{CCM} (m)	Ms (kN.m)	Mx (kN.m)	Ms/Mr	Observation
37804.01	14.6976	553805.79	29321.88	18.8871	Vérifiée

Sens X					
W (kN)	Y _{CCM} (m)	Ms (kN.m)	My (kN.m)	Ms/Mr	Observation
37804.01	7.4427	280441.05	28436.83	9.8619	Vérifiée

Conclusion :

Conformément aux directives du règlement parasismique Algérien, nous avons entrepris une analyse sismique de l'ensemble du projet. Notamment, le comportement de la structure sous excitation sismique, la participation modale, les déplacements latéraux inter-étages ainsi que le risque de rupture fragile des poteaux sous sollicitations sismiques. Les exigences du règlement sont satisfaites à l'exception de l'interaction horizontale qui n'a pas pu être justifiée, dans le sens X, à deux niveaux seulement.

Promotion 2025

Chapitre 5: Ferrailage des éléments structuraux

Introduction

Les éléments structuraux, éléments porteurs ou de contreventement, ont pour rôle principal d'assurer la résistance et la stabilité de la structure face aux charges gravitaires et sismiques. Afin d'accomplir cette fonction, il est essentiel qu'ils soient correctement dimensionnés et disposés, en conformité avec les normes **RPA99 VERSION 2003** et **CBA93**. Dans cette étude, nous procéderons au ferrailage des éléments en nous basant sur les sollicitations obtenues à partir de l'analyse statique et dynamique de la structure, réalisée via le logiciel ETABS. Nous avons dû faire deux modèles de notre bâtiment: un modèle dynamique sous chargement sismique et un modèle sous chargement de la température.

En effet, la longueur de notre bâtiment dépasse les distances maximales entre joints limitées par le règlement CBA (30 m à Bejaia). Il faut donc prendre en considération les effets du retrait et des variations de température dans les calculs.

1. Etude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée avec cisaillement, en considérant les sollicitations les plus défavorables, résultant des combinaisons définies par le **CBA93** et le **RPA99 VERSION 2003**.

1.1. Combinaisons de charges :

Le calcul se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons réglementaires suivantes:

ELU durable : $1.35G + 1.5Q$

ELUA : $0.8G \pm E$

: $G + Q \pm E$

ELS : $G + Q$

Les trois cas suivants ont été considérés :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

1.2. Recommandation du RPA99 VERSION 2003 :

1.2.1. Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1] :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Les conditions suivantes doivent être satisfaites:

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton en zone de moyenne sismicité.
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12$ mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (l_{\min}) est de 40Φ en zone de moyenne sismicité.
- L'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone de moyenne sismicité.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales. La zone nodale (**figure 5.1**) est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(b_1, \frac{h_e}{6}, h_1, 60\text{cm}\right)$$

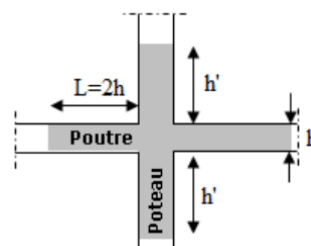


Figure 5.1 : Zone nodale

1.2.2. Armatures transversales [Art 7.4.2.2]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 F_e}$$

V_u : L'effort tranchant maximal dans le poteau.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique ; Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ ou $\frac{l_f}{h}$

Sachant que 'b' et 'h' les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement ' t ' en respectant les conditions suivantes :

- **En zone nodale** : $t \leq \min(15\text{cm} ; 10\phi_{l(\min)})$... Zone IIa
- **En zone courante** : $t \leq 15\phi_{l(\min)}$... Zone IIa

$$A_{t(\min)} = \begin{cases} 0.8\%(b * t) \text{ ou } 0.8\%(h * t) & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ 0.3\%(b * t) \text{ ou } 0.3\%(h * t) & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: on interpole entre les valeurs précédentes.

1.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel **ETABS**, elles sont récapitulées dans le **tableau 5.1**.

NB : ELU : $1.35G + 1.5Q + 1.35G_{\text{Poussé des terres}}$

ELS : $G + Q + G_{\text{Poussé des terres}}$

Tableau 5.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les poteaux.

Niveau	b x h	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Mmax (kN.m)	Ncor (kN)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)
1	50x55	2947.66	356.66	366.91	1084.67	-132.81	157.81
		ELU		ELU		ELU	
2	50x50	2350.43	107.37	162.53	1006.44	-657.02	136.3
		ELU		ELU		ELU	
3	45x50	2198	14.86	120.05	1470.37	-1356.85	42.56
		ELU		ELU		ELU	
4	45x45	1930.49	112.36	127.23	-334.25	-894.49	69.14
		ELU		ELU		ELU	
5	40x45	1841.77	235.91	262	968.60	-411.69	5.9
		ELU		ELU		0.8G+EY Max	
6	40x40	1538.77	47.74	142.65	1225.37	-94.75	6.66
		ELU		ELU		0.8G+EY Max	

7&8	35x40	1284.34	27.12	64.70	573.98	-23.29	7.83
		ELU		G+Q+EY Max		0.8G+EX Max	
9&10	30x35	776.23	18.21	47.84	365.56	-15.53	4.35
		ELU		G+Q+EY Max		0.8G+EY Max	
11&12	25x30	276.07	15.21	30.99	240.54	-12.76	3.69
		ELU		ELU		0.8G+EY Max	

1.4. Calcul de ferrailage :

1.4.1. Armatures longitudinales :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du “niveau 1”, les résultats de ferrailage des autres niveaux seront récapitulés dans le tableau 5.2.

$N_{\max} = 2947.66 \text{ Kn}$; $M_{\text{cor}} = 356.66 \text{ kN.m}$ (situation courante)

$b = 50\text{cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d' = 2 \text{ cm}$

$e = \frac{356.66}{2947.66} = 0.121\text{m} < \frac{h}{2} = 0.275\text{m}$; Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Section partiellement comprimée (SPC) si : $N(d - d') - M_{uA} < (0.337h - 0.81d')b * h * f_{bu}$

Avec : $M_{uA} = M + N(d - \frac{h}{2})$

$$M_{uA} = 356.66 + 2947.66 \left(0.53 - \frac{0.55}{2}\right) = 1.11 \text{ MN.m}$$

$0.395 \text{ MN.m} < 0.66 \text{ MN.m} \dots \text{donc SPC}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{1.11}{14.2 * 0.5 * 0.53^2} = 0.556$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

Avec : $\alpha_l = 0.668$ (Pour les Fe400)

$$\mu_l = 0.8 * 0.668(1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392 < \mu_{bu} = 0.556 \rightarrow A' \neq 0$$

$$A' = \frac{M_{uA} - M_l}{(d - d')f_{sc}}$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l * b * d^2 * f_{bu} = 0.392 * 0.5 * 0.53^2 * 14.2 = 0.782 \text{ MN.m}$$

$$A' = \frac{1.11 - 0.782}{(0.53 - 0.02) * 348} = 18.48 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{1}{f_{st}} \left(\frac{M_{uA} - A' f_{sc} (d - d')}{d(1 - 0.4\alpha_l)} + A' f_{sc} - N \right)$$

$$A = \frac{1}{348} \left(\frac{1.11 - 18.48 * 10^{-4} * 348(0.53 - 0.02)}{0.388} + 18.48 * 10^{-4} * 348 - 2.95 \right) = -8.37 \text{ cm}^2$$

Le tableau 5.2 récapitule les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau 5.2 : Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal.

Niveau	Cas	Type	C	A' (cm ²)	A (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Choix par face	A totale (cm ²)
1&2	Nmax	SPC	ELU	18.48	-8.37	22	5HA25	16HA25

	Mmax	SPC	ELU	0	12.61		= 24.54	= 78.54
	Nmin	SPC	ELU	1.76	17.12			
3&4	Nmax	SEC	ELU	0	-11.38	18	5HA25 = 24.54	16HA25 = 78.54
	Mmax	SPC	ELU	0	13.74			
	Nmin	SET	ELU	16.91	22.1			
5&6	Nmax	SPC	ELU	14.23	-1.26	14.4	2HA25+2HA20 = 16.1	4HA25+8HA20 = 44.74
	Mmax	SPC	ELU	3.52	13.11			
	Nmin	SET	ELA	4.74	5.56			
7&8	Nmax	SPC	ELU	0	-11.26	11.2	3HA14 = 4.62	8HA14 = 12.32
	Mmax	SPC	ELA	0	-2.07			
	Nmin	SPC	ELA	0	0.82			
9&10	Nmax	SPC	ELU	0	-7.54	8.4	3HA12 = 3.39	8HA12 = 9.05
	Mmax	SPC	ELA	0	-0.39			
	Nmin	SPC	ELA	0	0.59			
11&12	Nmax	SPC	ELU	0	-1.72	6	3HA12 = 3.39	8HA12 = 9.05
	Mmax	SPC	ELU	0	0.423			
	Nmin	SPC	ELA	0	0.58			

1.4.2. Armatures transversales :

L'effort tranchant maximal dans chaque niveau est extrait de l'Etabs. Selon le **RPA – [Art 7.4.3.2]**, la contrainte de cisaillement dans le béton provoquée par l'effort tranchant doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \text{ELU : } \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \\ \text{ELUA : } \rho_d * f_{c28} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ Si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 \text{ Si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 : Contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Niv	Section (cm ²)	V (kN)	Comb	l_f (m)	λ_g	ρ_d	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
1	50x55	148.63	ELU	2.856	5.712		0.561	3.333
2	50x50	117.45	ELU	2.170	4.340		0.489	3.333
3	45x50	108.91	ELU	2.170	4.820		0.504	3.333
4	45x45	115.44	ELU	2.170	4.820		0.597	3.333
5	40x45	198.98	ELU	2.170	5.425		1.157	3.333
6	40x40	93.14	ELU	2.170	5.425		0.613	3.333
7	35x40	67.38	G + Q + EYMax	2.170	5.425	0.075	0.507	1.875
8	35x40	66.01	G + Q + EYMax	2.170	5.425	0.075	0.496	1.875
9	30x35	49.75	G + Q + EYMax	2.170	6.200	0.075	0.431	1.875
10	30x35	47.95	G + Q + EYMax	2.170	6.200	0.075	0.415	1.875
11	25x30	31.38	ELU	2.170	8.680		0.448	3.333
12	25x30	19.46	G + Q + EYMax	2.170	7.230	0.075	0.278	1.875

Conclusion : On constate qu'il n'y a pas risque de cisaillement dans les poteaux.

Pour le calcul des armatures transversales on expose un exemple de calcul pour les poteaux du niveau 1. Les résultats de l'ensemble des niveaux seront résumés dans le tableau 5.4.

Exemple de calcul : Niveau 1

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \cdot 4.08}{0.5} = 5.712 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5 \text{ et } \phi_l^{min} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{Zone nodale : } t \leq \min(15 ; 10 \cdot 2.5) \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } t \leq 15 \cdot 2.5 \rightarrow t \leq 37.5 \text{ cm ; d'où } t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = t \cdot \rho_a \cdot \frac{V_{max}}{h \cdot F_e} = 0.15 \cdot 2.5 \cdot \frac{148.63 \cdot 10^{-3}}{0.55 \cdot 400} = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{t(min)} = 0.3\% (b \cdot t) = 0.3\% (50 \cdot 15) = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 1 cadre } \phi_{10} + 2 \text{ cadres } \phi_8 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Tableau 5.4 : Tableau récapitulatif des armatures transversales dans les poteaux.

	Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4	Niveau 5	Niveau 6	Niveau 7-8	Niveau 9-10	Niveau 11-12
Section	50x55	50x50	45x50	45x45	40x45	40x40	35x40	35x35	25x30
$\phi_l^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	HA25	HA25	HA25	HA25	HA20	HA20	HA14	HA12	HA12
λ_g	5.712	4.34	4.82	4.82	5.425	5.425	5.425	6.2	8.68
ρ_a	2.5	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Vmax(kN)	148.63	117.45	108.9	115.4	199.00	93.14	67.38	49.75	31.38
t_N (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t_Z (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm²)	2.53	3.3	3.06	3.6	4.15	2.91	1.58	1.34	1.12
A_{t(Min)} (cm²)	2.25	2.25	2.03	1.8	1.8	1.8	1.58	1.58	1.13
Choix	2HA10 + 4HA8				4HA10 + 2HA8	4HA10	4HA8		

1.5. Vérification de stabilité de forme :

D'après le **CBA93**, la relation suivante doit être vérifiée :

$$B_{r(calc)} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{F_e}{100 \cdot \gamma_s} + \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 : Vérification de la stabilité de forme des poteaux.

Niveau	Poteau	Nu (kN)	λ	α	B _r (m ²)	B _{r(calc)} (m ²)	Observation
1	50x55	2947.66	17.99	0.8073	0.2544	0.1659	Vérifiée
2	50x50	2350.43	15.03	0.8198	0.2304	0.1303	Vérifiée
3	45x50	2198.00	15.03	0.8198	0.2064	0.1219	Vérifiée
4	45x45	1930.49	16.70	0.8129	0.1849	0.1079	Vérifiée
5	40x45	1841.77	16.70	0.8129	0.1634	0.1030	Vérifiée
6	40x40	1538.77	18.79	0.8037	0.1444	0.0870	Vérifiée
7 et 8	35x40	1284.34	18.79	0.8037	0.1254	0.0726	Vérifiée
9 et 10	30x35	776.23	21.48	0.7905	0.0924	0.0446	Vérifiée
11 et 12	25x30	276.07	25.06	0.7709	0.0644	0.0163	Vérifiée

1.6. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier la contrainte de compression de béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau. Les sollicitations maximales sont tirées directement du logiciel **ETABS** (tableau 5.6).

Un exemple de calcul pour le premier niveau est présenté ci-après. Le reste des résultats sera résumé dans le tableau 5.7.

Tableau 5.6 : Les sollicitations maximales dans les poteaux 'ELS'.

Niveau	Ns (kN)	Ms (kN.m)
1&2	1874.09	253.87
3&4	1597.53	10.97
5&6	1339.45	174.28
7&8	934.14	20.27
9&10	565.13	13.22
11&12	202.01	11.09

Exemples de calcul :

$$A = A' = 24.54 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 0.53 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = 0.275 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = 0.092 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{253.87}{1874.09} = 0.135 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} < e < \frac{h}{2} \rightarrow \text{SPC}$$

$$y = y_c + c$$

$$c = e - \frac{h}{2} = 0.135 - 0.275 = -0.14 \text{ m}$$

N de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section ... $c > 0$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b}(c - d') + 90 \frac{A}{b}(d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b}(c - d')^2 - 90 \frac{A}{b}(d - c)^2 \end{cases}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{\mu_t} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$p = -3(0.14)^2 - 90 * \frac{24.54 * 10^{-4}}{0.5} * (0.14 - 0.02) + 90 * \frac{24.54 * 10^{-4}}{0.5} * (0.53 - 0.14) = 0.06 \text{ m}^2$$

$$q = -2(0.14)^3 - 90 * \frac{24.54 * 10^{-4}}{0.5} * (0.14 - 0.02)^2 - 90 * \frac{24.54 * 10^{-4}}{0.5} * (0.53 - 0.14)^2 = -0.079 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 + 0.06 y_c - 0.079 = 0$$

$$y_c = 0.383 \text{ m}$$

$$y = 0.383 + 0.14 = 0.523 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{0.5}{2} (0.523)^2 + 15[24.54 * 10^{-4} (0.523 - 0.02) - 24.54 * 10^{-4} (0.53 - 0.523)] = 0.086 \text{ m}^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.874}{0.086} * 0.523 = 11.32 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont resumés dans le tableau 5.7.

Tableau 5.7 : Tableau récapitulatif de vérification des contraintes 'ELS'.

Type	Niv	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	c (m)	p (m ²)	q (m ³)	y _c (m)	y (m)	μ_t (m ⁻⁴)	σ_{bc} (MPa)
SPC	1-2	0.135	0.092	0.14	0.06	-0.079	0.383	0.523	0.086	11.32
	5-6	0.13	0.075	0.095	-0.419	-0.045	0.695	0.79	0.15	8.43
	11-12	0.055	0.042	0.07	-0.0017	-0.0027	0.144	0.214	0.0057	7.62
Type	Niv	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	V	V'	Ms_G (MN.m)	$I_{yy'}$ (m ⁻⁴)	S (m ²)	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)
SEC	3-4	0.0069	0.083	0.25	0.25	0.0109	0.0086	0.298	5.68	5.04
	7-8	0.0216	0.066	0.208	0.192	0.028	0.0208	0.146	9.15	3.77
	9-10	0.023	0.05	0.157	0.143	0.0172	0.0008	0.095	8.69	3.45

Conclusion : Il n'y a pas risque de fissuration dans les poteaux.

2. Etudes des poutres :

2.1. Effet de variation de la température :

Selon le **CBA93 – Art B 5.1**, dans le cadre des calculs relatifs aux « constructions courantes » et les « constructions industrielles », il est possible de négliger les effets du retrait et des variations de température, à condition que les éléments de construction soient situés entre des joints espacés d'une distance maximale l_{max} de :

- **30 mètres** dans les wilayas côtières, à l'exception d'**Oran, Tlemcen et Aïn Témouchent**, qui relèvent de la catégorie suivante.
- **25 mètres** dans les autres wilayas du Tell, les Hauts Plateaux et l'Atlas Saharien.
- **20 mètres** dans le Moyen Sud et l'Extrême Sud.

Vu que la dimension en plan du bâtiment dépasse 30 m, une étude thermique est nécessaire en complément de l'analyse des charges verticales et horizontales. Les variations saisonnières de température entraînent des dilatations ou des retraites des éléments structuraux, affectant ainsi la durabilité de l'ouvrage. Ce sont principalement les parties extérieures du bâtiment, exposées aux écarts thermiques, qui sont les plus concernées par ces effets.

Lorsqu'on dépasse les distances maximales entre joints (définies précédemment), il faut prendre en compte les effets des variations de température dans les calculs, sauf si des dispositions spécifiques sont mises en place pour les compenser.

Cependant, un léger dépassement peut être toléré en ne considérant qu'une fraction ' α ' des effets thermiques, selon la formule suivante :

- Si $l < l_{max}$: $\alpha = 0$
- Si $l_{max} < l \leq 1.25 l_{max}$: $\alpha = 4 \left(\frac{l}{l_{max}} - 1 \right)$
- Si $l > 1.25 l_{max}$: $\alpha = 1$

2.1.1. Combinaisons des charges

Selon le **BAEL 91/99** et **RPA99V03**, le calcul se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons réglementaires suivantes :

$$\text{ELU} : \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ 1.35G + 1.5Q + 0.8T \\ 1.35G + 1.5T + Q \end{cases} ; \quad \text{ELA} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} ; \quad \text{ELS} : \begin{cases} G + Q \\ G + T + Q \end{cases}$$

Calcul de la fraction ' α ' à considérer :

$$\alpha = 4 \left(\frac{l}{l_{max}} - 1 \right) = 4 \left(\frac{32.6}{30} - 1 \right) = 0.347 \approx 0.35$$

Les combinaisons utilisées deviennent :

$$\text{ELU} : \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ 1.35G + 1.5Q + 0.28T \\ 1.35G + 0.47T + Q \end{cases} ; \quad \text{ELS} : \begin{cases} G + Q \\ G + 0.35T + Q \end{cases} ; \quad \text{ELA} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

2.1.2. Prise en compte de la température dans le modèle

L'effet de la variation uniforme de température est généralement plus prononcé pour les poutres, induisant des efforts de traction ou de compression. Les poutres qui sont sollicitées généralement en flexion simple sous les autres cas de charges, se trouvent sollicitées en flexion composée lorsque l'effet de la température est pris en compte.

L'action de la température sur les poutres exposées est introduite en définissant des variations uniformes de température de :

✓ 35°C et -15°C en Algérie du nord ... [CBA93 - Art A.3.1.3.3].

L'effet du diaphragme utilisé pour l'analyse dynamique du bâtiment doit obligatoirement être enlevé avant de lancer l'analyse avec la température.

2.2. Recommandations de RPA99 VERSION 2003 :

2.2.1. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1] :

Le pourcentage total minimum 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 :

- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{min} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement (l_{min}) est de 40Φ .

2.2.2. Armatures transversales [Art 7.5.2.2] :

Les armatures transversales pour les poutres sont calculées de la même manière que pour les poutrelles de plancher.

La quantité d'armatures minimale [RPA] est donnée par :

$$A_{t(min)} = 0.003 * S_t * b$$

S_t : Espacement des armatures transversales:

- $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l(min)})$... En zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$... En dehors de la zone nodale.

2.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations maximales dans les poutres, à chaque niveau, sont extraites du modèle sismique et du modèle avec température. Les résultats détaillés pour les différentes poutres (principales, secondaires, périphériques et non-périphériques) sont présentés en **annexe C**.

Sur la base des résultats trouvés, les sollicitations les plus défavorables sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 5.8 : Les sollicitations maximales pour ferrailer les poutres principales périphériques.

Niveau	Du modele sismique		Du modele avec température					
	$M_{t(max)}$ (kN.m)	$M_{a(max)}$ (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	N_{cor} (kN)	M_{max} (kN.m)	N_{min} (kN)	M_{cor} (kN.m)
1	74.92	108.14	574.43	2.62	-76.72	40.56	-237.76	1.35
2 à 4	67.72	96.59	592.34	11.95	-15.59	33.27	-236.09	48.66
5 à 10	82.91	124.18	589.23	56.26	-20.12	52.37	-255.78	51.57
11	97.00	125.29	604.54	73.75	360.01	75.24	-256.72	15.08

Tableau 5.9 : Les sollicitations maximales pour ferrailer les poutres principales non périphériques.

Niveau	Du modele sismique		Du modele avec température					
	$M_{t(max)}$ (kN.m)	$M_{a(max)}$ (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	N_{cor} (kN)	M_{max} (kN.m)	N_{min} (kN)	M_{cor} (kN.m)
1	74.92	108.14	37.57	7.30	-1.72	69.49	-62.11	34.95
2 à 4	67.72	96.59	94.77	18.87	33.59	56.87	-133.27	73.74
5 à 10	82.91	124.18	51.45	35.10	-11.37	84.42	-212.75	34.28
11	97.00	125.29	52.97	28.37	-4.64	98.57	-53.60	48.23

Tableau 5.10 : Les sollicitations maximales pour ferrailer les poutres secondaires périphériques.

Niveau	Du modele sismique		Du modele avec température					
	$M_{t(max)}$ (kN.m)	$M_{a(max)}$ (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	N_{cor} (kN)	M_{max} (kN.m)	N_{min} (kN)	M_{cor} (kN.m)
1	20.00	20.88	502.30	6.84	138.30	70.33	-214.89	6.51
2 à 4	20.52	23.37	508.59	7.53	119.69	49.52	-217.09	7.47
5	20.40	31.09	544.00	9.87	-330.83	39.98	-330.83	19.82
6 à 11	27.86	40.68	549.85	8.27	12.79	10.47	-223.28	17.95

Tableau 5.11 : Les sollicitation maximales pour ferrailer les poutres secondaires non périphériques.

Niveau	Du modele sismique		Du modele avec température					
	$M_{t(max)}$ (kN.m)	$M_{a(max)}$ (kN.m)	N_{max} (kN)	M_{cor} (kN.m)	N_{cor} (kN)	M_{max} (kN.m)	N_{min} (kN)	M_{cor} (kN.m)
1 à 3	20.24	23.02	546.28	72.66	-22.45	41.19	-28.48	33.05
4 et 5	20.52	31.09	444.48	58.13	-100.68	65.27	-67.62	61.35
6 à 11	27.86	40.68	80.58	14.49	5.01	28.03	-54.57	10.63

2.4. Calcul du ferrailage :

2.4.1. Armatures longitudinales :

Le calcul se fait à la flexion simple avec les sollicitations tirées du modèle sismique, et à la flexion composée avec celles tirées du modèle avec température. Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 5.12 : Résultats de ferrailage des poutres principales périphériques.

Niveau	F.S		F.C	A_{min} RPA (cm ²)	Choix	
	At (cm ²)	Aa (cm ²)	$A_{calc}/face$ (cm ²)		Travée	Appuis
1	6.06	9.07	4.27	6	4HA14	3HA16+2HA14
2 à 4	5.44	8.00	7.26	6	2HA20+1HA14	4HA14+2HA12

5 à 10	6.76	10.61	7.77	6	4HA16	3HA16+3HA14
11	8.03	10.72	4.90	6	4HA16	3HA20+1HA14

Tableau 5.13 : Résultats de ferrailage des poutres principales non périphériques.

Niveau	F.S		F.C	A _{min} RPA (cm ²)	Choix	
	At (cm ²)	Aa (cm ²)	A _{calc} /face (cm ²)		Travée	Appuis
1	6.06	9.07	5.58	6	4HA14	3HA16+2HA14
2 à 4	5.44	8.00	7.76	6	2HA20+1HA14	4HA16
5 à 10	6.76	10.61	6.90	6	2HA20+1HA12	3HA16+3HA14
11	8.03	10.72	7.94	6	4HA16	3HA20+1HA14

Tableau 5.14 : Résultats de ferrailage des poutres secondaires périphériques.

Niveau	F.S		F.C	A _{min} RPA (cm ²)	Choix	
	At (cm ²)	Aa (cm ²)	A _{calc} /face (cm ²)		Travée	Appuis
1	1.78	1.86	5.02	5.25	2HA14+1HA16	2HA14+1HA16
2 à 4	1.83	2.09	3.81	5.25	2HA14+1HA12	2HA14+1HA12
5	1.82	2.42	8.46	5.25	2HA20+2HA14	2HA20+2HA14
6 à 11	2.48	3.72	4.95	5.25	2HA16+1HA12	2HA16+1HA12

Tableau 5.15 : Résultats de ferrailage des poutres secondaires non périphériques.

Niveau	F.S		F.C	A _{min} RPA (cm ²)	Choix	
	At (cm ²)	Aa (cm ²)	A _{calc} /face (cm ²)		Travée	Appuis
1 à 3	1.78	1.86	4.08	5.25	2HA14+1HA12	2HA14+1HA12
4 et 5	1.83	2.09	7.49	5.25	2HA20+1HA14	2HA20+1HA14
6 à 11	2.48	3.72	2.45	5.25	2HA14+2HA12	2HA14+1HA12

2.4.2. Armatures transversales :

2.4.2.1. Vérification du cisaillement :

Le tableau 5.16 résume les efforts tranchants maximaux obtenus des deux modèles.

Tableau 5.16 : Efforts tranchants maximaux dans les poutres.

Niveau	Du modèle sismique	Du modèle avec température	combinaison
	V _{max} (kN)	V _{max} (kN)	
11	134.22	99.50	ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{134.22 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.38} = 1.18 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

2.4.2.2. Calcul de la section des armatures transversales :

On fixe l'espacement des armatures transversales à partir des conditions de RPA :

$$\text{Zone nodale : } t \leq \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \cdot 1.4 \right) \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : $t \leq \frac{40}{2} \rightarrow t = 15\text{cm}$

$$A_t \geq b * S_t * \frac{\tau_u - 0.3ft_{28}}{0.8Fe}$$

$$AN: A_t \geq 0.3 * 0.15 * \frac{1.18 - 0.3 * 2.1}{0.8 * 400} \rightarrow A_t \geq 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{t(\min)} = 0.003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA8 (1 cadre } \emptyset_8 + 1 \text{ étrier } \emptyset_8) = 2.01 \text{ cm}^2$$

2.5. Vérification à l'ELS :

2.5.1. Les sollicitations maximales à l'ELS :

Les sollicitations maximales dans les poutres principales sont présentés dans le tableaux 5.17.

Tableau 5.17 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales à l'ELS.

Niveau	Modèle sismique		Modèle avec température			
	Mts (kN.m)	Mas (kN.m)	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)
1	49.35	72.30	427.95	2.33	-177.48	1.09
2	40.78	61.18	441.56	13.18	-182.66	9.45
3	35.72	55.20	423.76	12.07	-176.53	37.89
4	34.05	52.94	425.55	13.41	-190.26	24.46
5	55.32	89.15	457.16	37.16	-186.08	3.79
6	54.12	83.76	447.85	37.80	-192.17	36.08
7	55.94	88.98	445.97	39.00	-192.77	37.07
8	57.48	89.05	447.88	40.46	-191.64	38.12
9	59.55	90.87	446.09	42.39	-192.29	39.49
10	60.97	90.05	445.57	43.95	-190.48	40.44
11	71.54	92.42	450.27	56.33	-191.13	11.76

2.5.2. Vérification des contraintes :

Les résultats sont résumés dans le tableau 5.18.

Tableau 5.18 : Tableau récapitulatif des contraintes maximales obtenues des deux modèles.

Type	Niveau	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	c (m)	p (m²)	q (m³)	y _c (m)	y (m)	μ_t (m ⁻³)	σ_{bc} (MPa)
SPC	7	0.192	0.067	0.008	0.093	-0.033	-0.228	-0.220	0.0038	11.16
	9	0.205		0.005	0.095	-0.034	-0.230	-0.225	0.0036	11.95
	11	0.125		0.075	0.039	-0.024	0.246	0.321	0.0197	7.33

2.6. Vérifications des rotules plastiques :

Selon le **RPA99 VERSION 2003 [Art 7.6.2]**, il faut vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Où:

M_n : moment résistant dans le poteau au nord du nœud.

M_s : moment résistant dans le poteau au sud du nœud.

M_e : moment résistant dans la poutre à l'est du nœud.

M_w : moment résistant dans la poutre à l'ouest du nœud.

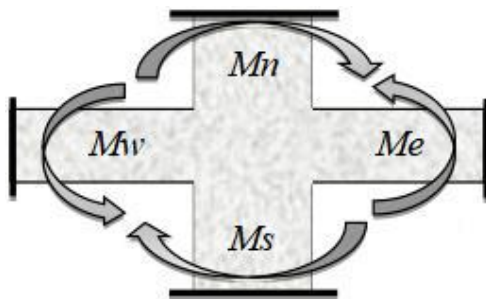


Figure 5.2 : répartition des moments résistants dans les zones nodales.

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. D'après le **RPA**, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. On ne fera pas la vérification dans les deux derniers niveaux.

2.6.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres :

Le moment résistant (M_r) d'une section en béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contraintes limites élastiques des aciers.

$$M_r = Z * A_s * f_{st}$$

Avec : $Z = h - 2d'$ et $f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 5.19 : Moments résistants dans les poteaux 'par faces'.

Niveau	h (cm)	Z (cm)	As (cm ²)	f_{st} (MPa)	Mr (kN.m)
1	55	51	24.54	348	435.54
2	50	46	24.54	348	392.84
3	50	46	24.54	348	392.84
4	45	41	24.54	348	350.14
5	45	41	16.10	348	229.71
6	40	36	16.10	348	201.70
7	40	36	4.62	400	66.53
8	40	36	4.62	400	66.53
9	35	31	3.39	400	42.04
10	35	31	3.39	400	42.04

Tableau 5.20: Moments résistants dans les poutres non périphériques.

Poutres Principales						
Niveau	local	h (cm)	Z (cm)	As (cm ²)	Fst (MPa)	Mr (kN.m)
1	Travée	40	36	6.16	348	77.17

	Appui			9.11		114.13
2 à 4	Travée			7.82		97.97
	Appui			8.04		100.72
5 à 10	Travée			7.41		92.83
	Appui			10.65		133.43
Poutres Secondaires						
1 à 3	Travée			4.21		45.42
	Appui			4.21		45.42
4 et 5	Travée	35	31	7.82	348	84.36
	Appui			7.82		84.36
6 à 10	Travée			5.34		57.61
	Appui			4.21		45.42

Tableau 5.21 : Vérification de la zone nodale dans les différents niveaux.

Niveau	Type	Ms (kN.m)	Mn (kN.m)	Mn+Ms (kN.m)	Me (kN.m)	Mw (kN.m)	1.25(Me+Mw) (kN.m)	Observation
1	PP	435.54	871.08	1306.62	77.17	114.13	239.13	Vérifiée
	PS				45.42	45.42	113.55	Vérifiée
2	PP	392.84	785.68	1178.52	97.97	100.72	248.36	Vérifiée
	PS				45.42	45.42	113.55	Vérifiée
3	PP	392.84	785.68	1178.52	97.97	100.72	248.36	Vérifiée
	PS				45.42	45.42	113.55	Vérifiée
4	PP	350.14	700.28	1050.42	97.97	100.72	248.36	Vérifiée
	PS				84.36	84.36	210.90	Vérifiée
5	PP	229.71	459.42	689.13	92.83	133.43	282.82	Vérifiée
	PS				84.36	84.36	210.90	Vérifiée
6	PP	201.70	403.40	605.1	92.83	133.43	282.82	Vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Vérifiée
7	PP	66.53	133.06	199.59	92.83	133.43	282.82	Non vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Vérifiée
8	PP	66.53	133.06	199.59	92.83	133.43	282.82	Non vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Vérifiée
9	PP	42.04	84.08	126.12	92.83	133.43	282.82	Non vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Non vérifiée
10	PP	42.04	84.08	126.12	92.83	133.43	282.82	Non vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Non vérifiée

Conclusion : On remarque que le dimensionnement des nœuds vis-à-vis les moments fléchissants n'est pas vérifié dans 7 et 8 dans le sens principal, et dans les niveaux 9 et 10 dans les deux sens. Il faut augmenter la section d'aciers dans les poteaux 7 à 10.

Les nouvelles sections d'aciers sont résumées dans le tableau 5.22.

Tableau 5.22 : Nouvelle section d'aciers des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Ancien choix/face (cm ²)	Nouveau choix/face (cm ²)	Mr (kN.m)
7	35x40	3HA14 = 4.62	2HA20+2HA14 = 9.36	134.78
8	35x40	3HA14 = 4.62	2HA20+2HA14 = 9.36	134.78

9	30x35	3HA12 = 3.39	4HA16 = 8.04	99.70
10	30x35	3HA12 = 3.39	4HA16 = 8.04	99.70

Tableau 5.23 : Nouvelles vérification des la zone nodale dans les niveaux 7 à 10.

Niveau	Type	Ms (kN.m)	Mn (kN.m)	Mn+Ms (kN.m)	Me (kN.m)	Mw (kN.m)	1.25(Me+Mw) (kN.m)	Observation
7	PP	134.78	269.56	404.34	92.83	133.43	282.82	Vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Vérifiée
8	PP	134.78	269.56	404.34	92.83	133.43	282.82	Vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Vérifiée
9	PP	99.70	199.4	299.10	92.83	133.43	282.82	Vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Vérifiée
10	PP	99.70	199.4	299.10	92.83	133.43	282.82	Vérifiée
	PS				57.61	45.42	128.79	Vérifiée

2.7. Calcul des poutres de chaînage :

La poutre de chaînage est située au niveau 1

2.7.1. Les sollicitations :

Les sollicitations maximales dans la poutre de chaînage tirées des deux modèles sont présentées dans le tableau 5.24.

Tableau 5.24 : Sollicitations maximales dans la poutre de chaînage.

Modèle sismique		Modèle avec température					
M _a (Max) (kN.m)	M _T (Max) (kN.m)	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Mmax (kN.m)	Ncor (kN)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)
1.84	6.89	17.91	5.61	16.62	10.38	-30.32	6.03

2.7.2. Ferrailage de la poutre de chaînage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau 5.25.

Tableau 5.25 : Résultats de ferrailage de la poutre de chaînage.

F.S		Flexion Composée				Amin (BAEL) (cm²)	Choix	
At (cm²)	Aa (cm²)	Cas	Type	A' (cm²)	A (cm²)		Travée	Appuie
0.72	0.17	Nmax	SPC	0	0.31	1.01	3HA12	
		Mmax	SPC	0	1.64			
		Nmin	SET	-0.23	1.1			

2.7.3. Armatures transversales

V_{max} = 17.97 kN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{17.97*10^{-3}}{0.3*0.28} = 0.214 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}{0.9 f_e}$$

On choisit un étrier \emptyset_6 ; $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$

On résume les résultats dans le tableau 5.26

Tableau 5.26 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversale.

Armature trasversale	Vérifications d'espacements			S _t choisi (cm)
2HA6	S _{t1} (cm)	S _{t2} (cm)	S _{t3} (cm)	15
	25.2	19.00	-14.30	

2.8. Calcul de la poutre brisée de l'escalier :

La poutre brisée sera ferrillée comme les poutres principales de chaque niveau correspondant, car ses sollicitations sont mois défavorables.

3. Etudes des voiles :

Un voile de contreventement est un élément vertical de section ' $e * l$ ', travaillant en flexion composée.

3.1. Combinaison des charges :

Le calcul se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons réglementaires suivantes :

$$\text{ELU : } \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ 1.35G + 1.5Q + 0.28T \\ 1.35G + 0.47T + Q \end{cases} ; \text{ELS : } \begin{cases} G + Q \\ G + 0.35T + Q \end{cases} ; \text{ELA : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

3.2. Recommandations du RPA99 VERSION 2003 :

3.2.1. Armatures verticales [Art 7.7.4.1] :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elle sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voile, elle doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Les armatures de traction doivent être concentrées aux deux extrémités du voile ou du trumeau d'une manière symétrique.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

3.2.2. Armatures transversales [Art 7.7.4.2] :

Les armatures transversales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

3.2.3. Règles communes [Art 7.7.4.3] :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
- $\begin{cases} 0.15\% : \text{Globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% : \text{en zone courante.} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles /m².
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S_t \leq \min(1.5e ; 30cm)$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about), ne devrait pas dépasser : $\frac{1}{10}e$.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- ✓ 40∅ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20∅ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations maximales dans les voiles sont tirées des deux modèles et sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 5.27 : Sollicitations maximales dans Vx1 (et Vx2)

Niveau	exl (m ²)	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Ncor (kN)	Mmax (Kn.m)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)
5	0.15x2.8	1567.71	1335.78	1567.71	1335.78	582.16	1030.59
		ELU		ELU		ELA	
6 et 7	0.15x2.8	1371.09	255.49	1351.62	713.41	470.25	510.64
		ELU		ELU		ELA	
8 et 9	0.15x2.8	1028.07	40.61	653.52	399.95	344.06	297.47
		ELU		ELA		ELA	
10 et 11	0.15x2.8	565.22	100.48	438.21	295.76	128.86	133.77
		ELU		ELA		ELA	

Tableau 5.28 : Sollicitations maximales dans Vy1 (et Vy2)

Niveau	exl (m ²)	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Ncor (kN)	Mmax (Kn.m)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)
1	0.20x1.5	1801.40	62.99	-1216.88	5659.80	-1087.43	4927.56
		ELU		ELU		ELU	
2 et 3	0.15x1.5	1855.67	414.52	1612.17	569.69	193.40	49.47
		ELU		ELU		ELA	
4 et 5	0.15x1.5	1765.97	434.13	-61.57	2671.51	-63.06	2670.05
		ELU		ELU		ELU	
6 et 7	0.15x1.5	1132.08	61.54	-555.11	2748.96	-505.52	1865.92
		ELU		ELU		ELU	
8 et 9	0.15x1.5	922.61	57.24	292.16	157.02	-35.36	41.46
		ELU		ELU		ELU	
10 et 11	0.15x1.5	649.66	69.25	42.86	100.24	-42.45	86.61
		ELU		ELA		ELU	

Tableau 5.29 : Sollicitations maximales dans Vy3(et Vy4)

Niveau	exl (m ²)	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Ncor (kN)	Mmax (Kn.m)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)
5	0.15x2	1914.32	5880.88	1710.10	6174.01	42.97	1515.3
		ELU		ELU		ELA	
6 et 7	0.15x2	1460.25	80.37	-44.14	3284.22	-44.13	3284.22
		ELU		ELU		ELU	
8 et 9	0.15x2	1158.78	89.65	412.90	216.25	130.19	115.74
		ELU		ELA		ELA	
10 et 11	0.15x2	772.55	96.86	295.40	157.81	12.57	82.69
		ELU		ELA		ELU	

3.4. Ferrailage vertical :

Les armatures verticales sont calculées à la flexion composée avec M et N extraits du modèle.

Les contraintes normales aux extrémités du voile, dues à ces sollicitations, sont calculées par l'expression :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} * \frac{l}{2} \text{ (MPa)}$$

Avec : $S = e * l \text{ (m}^2\text{)}$ et $I = \frac{e * l^3}{12} \text{ (m}^4\text{)}$

Les longueurs, tendue et comprimée, du voile (figure 5.3) sont calculées à partir des triangles semblables.

$$l_t = \frac{\sigma_{min} * l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} ; l_c = l - 2 * l_t$$

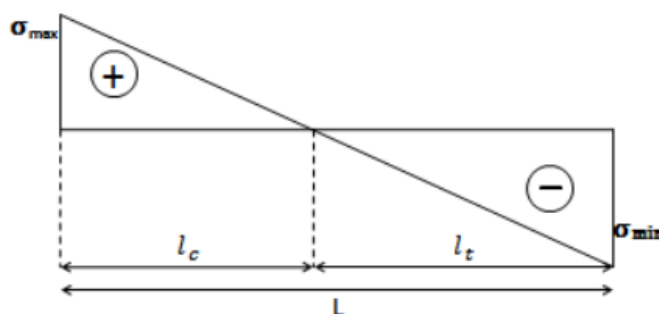


Figure 5.3 : Répartition des longueurs tendue et comprimée.

Exemple de calcul : 'Vx1'

$$N_{max} = 1567.71 \text{ kN} ; M_{corr} = 1335.78 \text{ kN.m} ; L = 2.8 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m}$$

Calcul des contraintes :

$$S = 0.15 * 2.8 = 0.42 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.15 * 2.8^3}{12} = 0.2744 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{1567.71}{0.42} + \frac{1335.78}{0.2744} * \frac{2.8}{2} = 10.55 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{1567.71}{0.42} - \frac{1335.78}{0.2744} * \frac{2.8}{2} = -3.08 \text{ MPa} \end{cases} \dots \text{SPC}$$

Les résultats de ferrailage pour des voiles sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 5.30 : Résultats de ferrailage de 'Vx1' & 'Vx2'.

Niveau	Cas	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type	Comb	A' (cm ²)	A (cm ²)
5	Nmax	10.55	-3.08	SPC	ELU	0	-3.95
	Mmax	10.55	-3.08	SPC	ELU	0	-3.95
	Nmin	6.64	-3.87	SPC	ELA	0	2.74
6 et 7	Nmax	4.57	1.96	SEC	ELU	-52.88	0
	Mmax	6.86	-0.42	SPC	ELU	0	-9.81
	Nmin	3.72	-1.49	SPC	ELA	0	-1.04
8 et 9	Nmax	2.65	2.24	SEC	ELU	-59.71	0
	Mmax	3.60	-0.49	SPC	ELA	0	-4.30
	Nmin	2.34	-0.70	SPC	ELA	0	-1.54

10 et 11	Nmax	1.86	0.83	SEC	ELU	-64.63	0
	Mmax	2.55	-0.46	SPC	ELA	0	-2.71
	Nmin	0.99	-0.38	SPC	ELA	0	-0.41

Tableau 5.31 : Résultats de ferrailage de 'Vy1' & 'Vy2'.

Niveau	Cas	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type	Comb	A' (cm ²)	A (cm ²)
1	Nmax	6.84	5.16	SEC	ELU	-29.05	0
	Mmax	71.41	-79.52	SPC	ELU	85.81	113.95
	Nmin	62.07	-69.33	SPC	ELU	32.65	132.04
2 et 3	Nmax	15.62	0.88	SEC	ELU	-6.95	0
	Mmax	17.29	-2.96	SPC	ELU	0	-1.14
	Nmin	1.74	-0.02	SPC	ELA	0	-1.60
4 et 5	Nmax	15.57	0.13	SEC	ELU	-7.62	0
	Mmax	47.22	-47.77	SPC	ELU	18.04	67.16
	Nmin	47.19	-47.75	SPC	ELU	18.00	67.15
6 et 7	Nmax	6.13	3.94	SEC	ELU	-24.18	0
	Mmax	46.40	-51.34	SPC	ELU	12.56	75.87
	Nmin	30.93	-35.42	SPC	ELU	0	52.76
8 et 9	Nmax	5.12	3.08	SEC	ELU	-26.89	0
	Mmax	4.09	-1.49	SPC	ELU	0	-0.92
	Nmin	0.58	-0.89	SPC	ELU	0	1.35
10 et 11	Nmax	4.12	1.66	SEC	ELU	-30.01	0
	Mmax	1.97	-1.59	SPC	ELA	0	1.39
	Nmin	1.35	-1.72	SPC	ELU	0	2.05

Tableau 5.32 : Résultats de ferrailage de 'Vy3' & 'Vy4'.

Niveau	Cas	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type	Comb	A' (cm ²)	A (cm ²)
5	Nmax	65.19	-52.43	SPC	ELU	68.62	77.26
	Mmax	67.44	-56.04	SPC	ELU	70.12	84.63
	Nmin	15.30	-15.01	SPC	ELA	0	20.62
6 et 7	Nmax	5.67	4.06	SEC	ELU	-33.03	0
	Mmax	32.70	-33.00	SPC	ELU	1.18	66.16
	Nmin	32.70	-33.00	SPC	ELU	1.18	66.16
8 et 9	Nmax	4.76	2.97	SEC	ELU	-36.58	0
	Mmax	3.54	-0.79	SPC	ELA	0	-2.28
	Nmin	1.59	-0.72	SPC	ELA	0	-0.15
10 et 11	Nmax	3.54	1.38	SEC	ELU	-41.23	0
	Mmax	2.56	-0.59	SPC	ELA	0	-1.65
	Nmin	0.87	-0.79	SPC	ELU	0	1.05

Remarque : La section d'acier dans les voiles parallèle au sens 'Y' est importante, ce qui nécessite une augmentation de leurs longueurs.

3.5. Recommandation du RPA :

Exemple de calcul :

$$l_t = \frac{3.08 \times 2.8}{3.08 + 10.55} = 0.63 \text{ m}$$

$$l_c = 2.8 - 2 \times 0.63 = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{Zones tendues : } A_{min} = 0.2\% * 0.15 * 0.63 = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone comprimée : } A_{min} = 0.1\% * 0.15 * 1.53 = 2.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans le voile : } A_{min} = 0.15\% * 0.15 * 2.80 = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 * 15 * 275 * \frac{2.1}{400} = 4.98 \text{ cm}^2$$

En zones tendues on ferraille avec $A = 4.98 \text{ cm}^2$ (dans chaque coté).

Le tableau 5.33 récapitule les sections minimales calculées à chaque niveau.

Tableau 5.33 : Tableau récapitulatif de la section d'aciers minimale calculée dans chaque niveau.

Niveau	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type	lt (m)	lc (m)	$A_{min(ZT)}$ (cm ²)	$A_{min(ZC)}$ (cm ²)	A_{min}^{VOILE} (cm ²)	A_{calc} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)
5	10.55	-3.08	SPC	0.63	1.53	3.09	1.10	6.30	2.74	4.98
	10.55	-3.08	SPC	0.63	1.53					
	6.64	-3.87	SPC	1.03	0.74					
6 et 7	4.57	1.96	SEC	0	2.80	2.40	1.80	6.30	-1.04	4.98
	6.86	-0.42	SPC	0.16	2.48					
	3.72	-1.49	SPC	0.80	1.20					
8 et 9	2.65	2.24	SEC	0	2.80	1.92	2.27	6.30	-1.54	4.98
	3.60	-0.49	SPC	0.35	2.13					
	2.34	-0.70	SPC	0.64	1.51					
10 et 11	1.86	0.83	SEC	0	2.80	2.34	1.88	6.30	-0.41	4.98
	2.55	-0.46	SPC	0.43	1.94					
	0.99	-0.38	SPC	0.78	1.25					

Choix des armatures : 'niveau 5'

Espacements des barres :

$$S_t \leq \min(1.5 * 15 ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{10} = 28 \text{ cm} \rightarrow S'_t = 9 \text{ cm}$$

Sur la longueur $\frac{l}{10}$ on prends 3 espacements a chaque extrémités

$$2 * (3 * 9) = 54 \text{ cm} \rightarrow \text{sur les deux côtés.}$$

En prends un enrobage de 5cm dans les deux côtés de voiles.

$$280 - [(2 * 5) - 54 - 18 * 12] = 0$$

Soit : $\begin{cases} 6 \text{ espacements de } 9 \text{ cm} \\ 9 \text{ espacements de } 18 \text{ cm} \end{cases}$

Nombre des barres dans les zones :

$\begin{cases} \text{Zones tendues : } 8\text{HA}10 \text{ dans chaque extrémités.} \\ \text{Zone courante : } 3\text{HA}10. \end{cases}$

3.6. Ferrailage transversale :

La section d'armatures transversales se calcul selon la formule suivante :

$$A_t \geq b * S_t * \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28} * k)}{0.9f_e}$$

Avec : $\tau_u = \frac{1.4V_{max}}{e * d}$ et $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.2F_{c28}$

$$A_{t(min)} = 0.15\%(e * S_t)$$

Tableau 5.34 : Efforts tranchants maximaux dans 'Vx1'.

Niveau	V (kN)	Combinaison
5	610.13	ELU
6 et 7	334.36	ELU
8 et 9	196.36	ELA
10 et 11	156.95	ELA

$$\tau_u = \frac{1.4 * 610.13 * 10^{-3}}{0.15 * 2.75} = 2.07 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 0.2 * 25 = 5 \text{ MPa}$$

On résume les résultats dans le tableau 5.35

Tableau 5.35 : Résultats de ferrailage transversal dans 'Vx1'.

Niveau	V (kN)	Comb	S_t (cm)	τ_u (MPa)	At (cm ²)	$A_{t(min)}$ (cm ²)	Choix
5	610.13	ELU	20	2.07	1.98	0.45	2HA12
6 et 7	334.36	ELU	20	1.13	1.08	0.45	2HA10
8 et 9	196.36	ELA	20	0.67	0.56	0.45	2HA8
10 et 11	156.95	ELA	20	0.53	0.44	0.45	2HA8

3.7. Vérification ELS :

Les sollicitations maximales sont tirés des deux modeles, et sont résumés dans le **tableau 5.39** :

Tableau 5.36 : Les sollicitations maximales tirés des deux modeles 'ELS'.

Niveau	Ns (kN)	Ms (kN.m)
5	1145.22	984.90
6 et 7	1000.68	181.98
8 et 9	750.38	27.93
10 et 11	412.90	68.27

On présente le calcul pour le voile au niveau 5 :

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A' = 12.57 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 2.75 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{2} = 1.4 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = 0.047 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{984.90}{1145.22} = 0.86 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow \text{SPC}$$

$$y = y_c + c$$

$$c = e - \frac{h}{2} = 0.86 - 1.40 = -0.54 \text{ m}$$

N de compression et le centre de pression est a l'intérieur de la section ... $c > 0$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b}(c - d') + 90 \frac{A}{b}(d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b}(c - d')^2 - 90 \frac{A}{b}(d - c)^2 \end{cases}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{\mu_t} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

AN :

$$p = -3(0.54)^2 - 90 * \frac{12.57 * 10^{-4}}{0.2} * (0.54 - 0.05) + 90 * \frac{2.36 * 10^{-4}}{0.2} * (2.75 - 0.54) = -0.9342 \text{ m}^2$$

$$q = -2(0.54)^3 - 90 * \frac{12.57 * 10^{-4}}{0.2} * (0.54 - 0.05)^2 - 90 * \frac{2.36 * 10^{-4}}{0.2} * (2.75 - 0.54)^2 = -0.9866 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.9342 y_c - 0.9866 = 0$$

$$y_c = 1.3 \text{ m}$$

$$y = 1.30 + 0.54 = 1.84 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{0.2}{2} (1.84)^2 + 15[12.57 * 10^{-4} (1.84 - 0.05) - 2.36 * 10^{-4} (2.75 - 1.84)] = 0.3691 \text{ m}^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1145.22 * 10^{-3}}{0.3691} * 1.84 = 5.71 \text{ MPa}$$

3.8. Schéma de ferrailage de Vx1 :

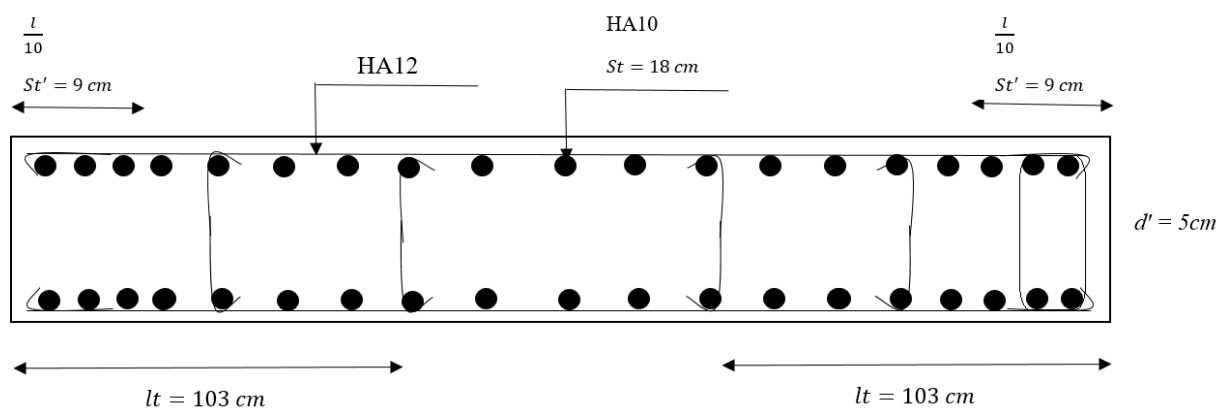


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage de Vx1.

A thick dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow-shaped box points to the right from this bar, containing the text 'Promotion 2025'. At the bottom left, several thin, curved lines in dark blue and light grey sweep upwards and to the right.

Promotion 2025

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

1. Etude de voile périphérique :

Introduction :

Le voile périphérique (V.P) est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encastrée suivant ses quatre bords, et constitué, selon les deux directions horizontale et verticale, par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillant en flexion simple sous l'effet de la composante horizontale de la poussée des terres.

Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est : $e = 15$ cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

1.1. Dimensionnement du voile périphérique :

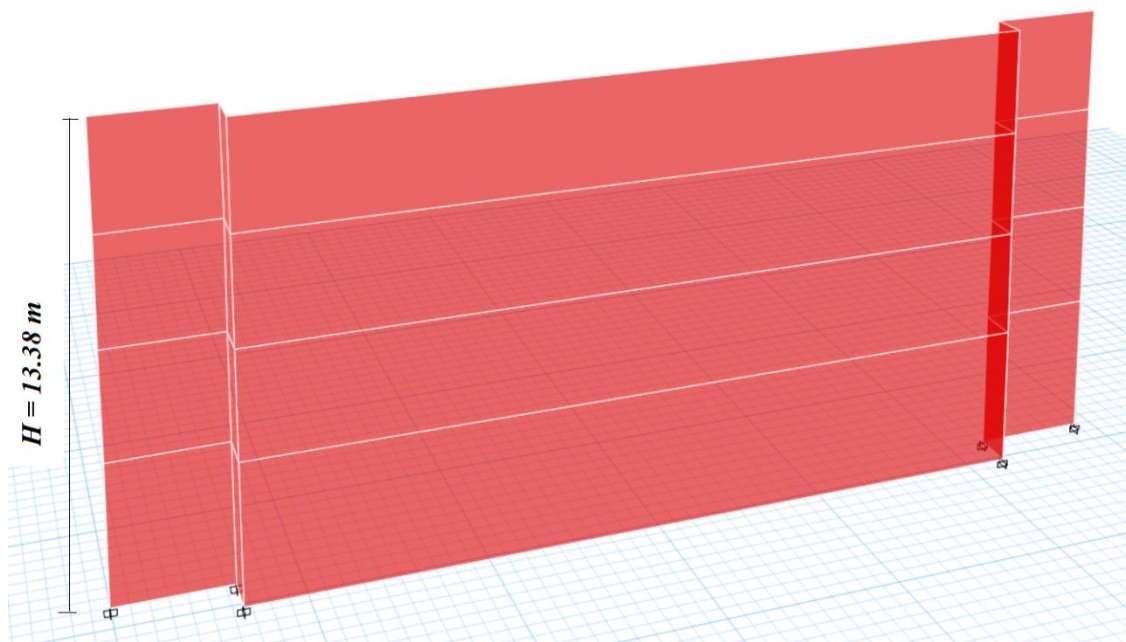


Figure 6.1 : Voile périphérique du bâtiment étudié.

Les caractéristiques du voile périphérique de notre bâtiment :

- La hauteur : $H = 13.38$ m.
- La longueur : 32.6 m.
- L'épaisseur : $e = 20$ cm.

1.2. Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport de sol, on a :

❖ *Couche 1* : $0 < h < 3.1$ m :

- Le poids spécifique : $\gamma = 18$ kN/m³.
- L'angle de frottement : $\varphi = 20^\circ$.
- La cohésion : $C = 0.3$ bar.

❖ **Couche 2** : $3.1 < h < 13.38 \text{ m}$:

- Le poids spécifique : $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$.
- L'angle de frottement : $\varphi = 40^\circ$.
- La cohésion : $C = 0.3 \text{ bar}$.

1.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres sur le mur;
- La charge q due au poids G_2 du bâtiment au niveau 5 (**figure 6.2**)

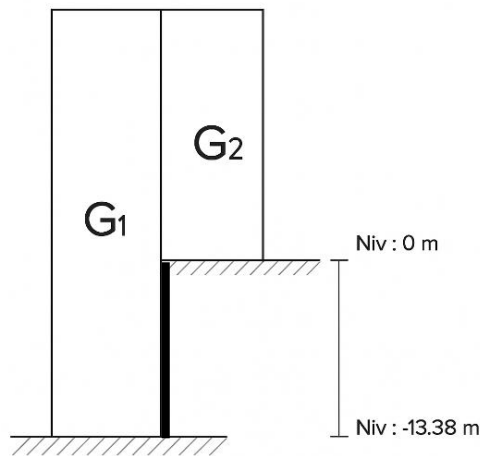


Figure 6.2 : Schéma de la position du voile périphérique par rapport à la structure.

Le schéma des charges appliquées est présenté en **figure 6.3**

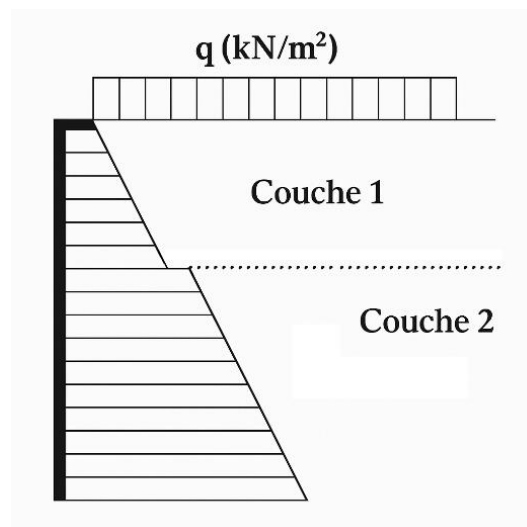


Figure 6.3 : Les charges et surcharges appliquées au voile périphérique.

1.3.1. Evaluation de la charge q sur le terrain naturel :

Des résultats **ETABS** on obtient :

$$G = 38028.22 \text{ kN} \quad ; G_1 = 31610.08 \text{ kN}$$

$$G = G_1 + G_2 \rightarrow G_2 = G - G_1 = 6418.14 \text{ kN}.$$

$$q = \frac{G_2}{\text{Surface}}$$

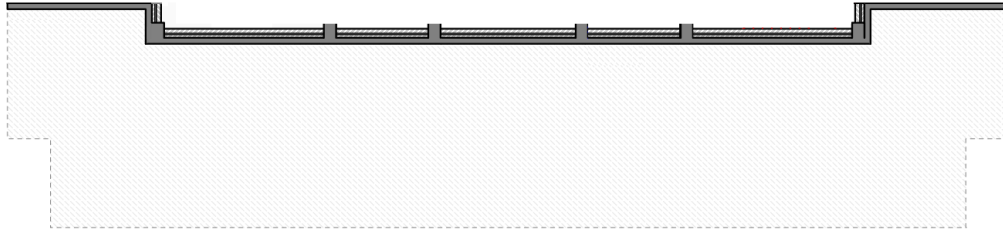


Figure 6.4 : La surface qui reprend la charge G_2 .

$$S = 150.665 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } q = \frac{6418.14}{150.665} = 42.60 \text{ kN/m}^2$$

1.3.2. Poussée des terres :

Pour le calcul de résistance, le **BAEL** recommande de négliger l'effet de la cohésion, donc : $C = 0$

$$\sigma_i = K_i * \gamma_i * Z_i \quad ; \text{ Avec : } K_i = 1 - \sin(\varphi_i)$$

❖ Couche 1 :

$$\sigma(h = 0) = K_1 * q$$

$$\sigma(h = 3.1\text{m}) = K_1(q + \gamma_1 * z)$$

$$\text{Avec : } k_1 = 1 - \sin(20) = 0.658$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma(h = 0) = 0.658 * 42.60 = 28.03 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma(h = 3.1\text{m}) = 0.658 * (42.60 + 18 * 3.1) = 64.75 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Couche 2 :

$$\sigma(h = 3.1\text{m}) = k_2(q + \gamma_1 * z)$$

$$\sigma(h = 13.28\text{m}) = k_2(q + \gamma_1 * z)$$

$$\text{Avec : } k_2 = 1 - \sin(40) = 0.293$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma(h = 3.1\text{m}) = 0.293 * (42.6 + 18 * 3.1) = 28.83 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma(h = 13.38\text{m}) = 0.293 * (42.6 + 22 * 10.28) = 78.75 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

1.4. Application dans ETABS :

Les poussées sont introduites dans le modèle dynamique en calculant les constantes 'C' et 'D' comme suit :

$$\sigma = Ax + By + Cz + D$$

$$A = B = 0 \rightarrow \sigma = Cz + D$$

❖ Couche 1 : $10.28 < h < 13.38 \text{ m}$

$$\begin{cases} 13.38C + D = 28.03 \\ 10.28C + D = 64.75 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} C = -11.84 \\ D = 186.52 \end{cases}$$

❖ Couche 2 : $0 < h < 10.28 \text{ m}$

$$\begin{cases} 10.28C + D = 28.83 \\ 0 * C + D = 78.75 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} C = -4.86 \\ D = 78.75 \end{cases}$$

1.5. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur 4 appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par les poutres de plancher, les poteaux et les fondations.

On exposera un exemple de calcul de ferrailage pour les panneaux du sous-sol.

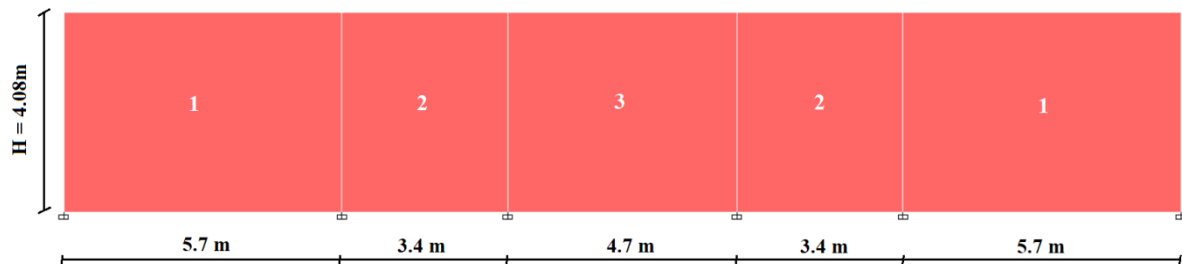


Figure 6.5 : Les panneaux calculés.

Exemple de calcul :

On prend le panneau '1' avec les dimensions suivantes :

$$l_x = 4.08 - h_{pp} ; l_y = 5.7 - b_{potNiv1}$$

$$l_x = 3.68 \text{ m} ; l_y = 5.20 \text{ m}$$

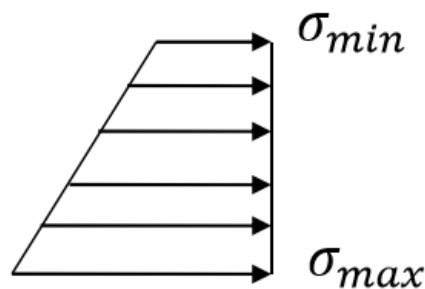


Figure 6.6 : La répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{max} (h = 13.38\text{m}) = 0.293 * (42.6 + 22 * 10.28) = 78.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} (h = 9.30\text{m}) = 0.293 * (42.6 + 22 * 6.2) = 52.45 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 72.17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1.35\sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 97.43 \text{ kN/m}$$

$$q_s = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 72.17 \text{ kN/m}$$

$$\rho = \frac{3.68}{5.20} = 0.707 > 0.4$$

Les moments de flexion sont calculés par les expressions utilisées pour les dalles travaillant suivant deux directions (chapitre 3 page 42). Les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau 6.1**.

ELU

$$\mu_x = 0.0675$$

$$\mu_y = 0.4430$$

ELS

$$\mu_x = 0.0735$$

$$\mu_y = 0.5905$$

Tableau 6.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations dans le panneau 1 du voile périphérique.

Les sollicitations	ELU	ELS
$M_{0x} (kN.m)$	89.06	71.84
$M_{0y} (kN.m)$	39.45	42.42
$M_{tx} (kN.m)$	75.70	61.06
$M_{ty} (kN.m)$	33.53	36.06
$M_a (kN.m)$	44.53	35.92
V_x	143.32	/
V_y	50.80	/

Le ferrailage est calculé pour une dalle verticale de 1 ml de largeur et de hauteur égale à l'épaisseur du mur. On résume les résultats de ferrailage dans le **tableau 6.2**

Tableau 6.2 : Résultats de ferrailage.

	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ² /ml)	A _(Min) (cm ² /ml)	Choix /ml
Sens x	75.70	0.1849	0.258	0.152	14.27	2	8HA16
Sens y	33.53	0.0818	0.107	0.163	5.92	2	6HA12
Appuis	44.53	0.1087	0.144	0.160	7.99	2	4HA16

Vérification des armatures transversales :

Sens x :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{143.32 * 10^{-3}}{1 * 0.17} = 0.843 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

NB : Il n'est pas nécessaire de vérifier dans le sens Y puisqu'il est moins défavorable que le sens X.

1.6. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier les contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

On présente les résultats des vérifications dans le **tableau 6.3**.

Tableau 6.3 : Résultats de vérification ELS dans le voile périphérique.

	Ms (kN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	OBS	σ_{st} (MPa)	OBS
Sens x	61.06	0.0696	$3.56 * 10^{-4}$	11.96	Vérifiée	258.84	Non vérifiée
Sens y	36.06	0.0495	$1.88 * 10^{-4}$	9.50	Vérifiée	346.39	Non vérifiée
Appuis	35.92	0.0531	$2.15 * 10^{-4}$	8.88	Vérifiée	293.18	Non vérifiée

Remarque : On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, le ferrailage doit être recalculé à l'ELS.

1.6.1. Calcul des armatures à l'ELS :

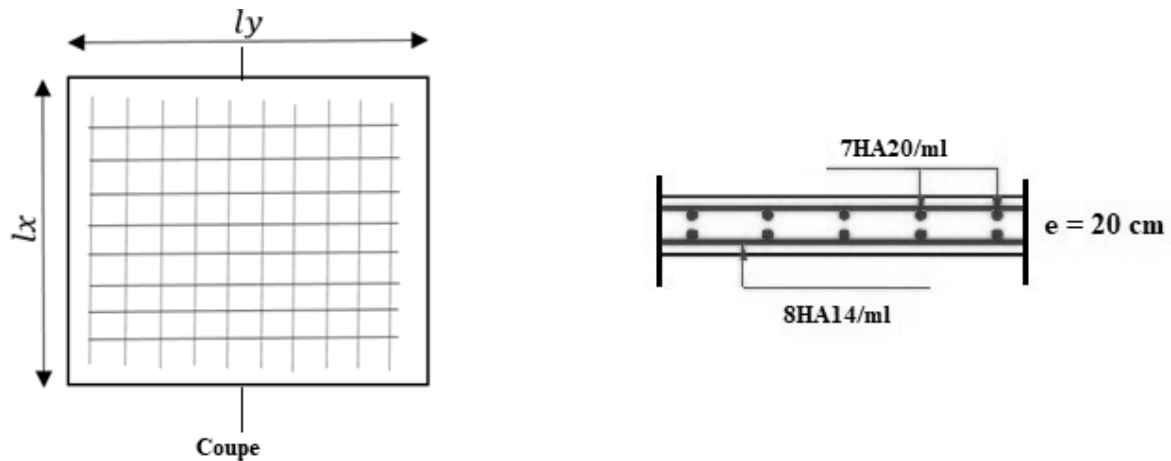
$$As = \frac{Ms}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \alpha = \sqrt{90\beta * \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \beta = \frac{Ms}{b * d^2 * \sigma_{st}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau 6.4**

Tableau 6.4 : Les sections d'armatures à l'ELS.

	Ms (kN.m)	As (cm ² /ml)	Choix (cm ² /ml)	σ_{st} (MPa)	Observation
Sens x	61.06	20.97	7HA20	192.92	Vérifiée
Sens y	36.06	11.98	8HA14	196.62	Vérifiée
Appuis	35.92	11.93	8HA14	195.53	Vérifiée

1.7. Schéma de ferrailage :


Figure 6.7 : Schéma de ferrailage de voile.

2. Etude des fondations

Introduction :

Les fondations sont les structures souterraines essentielles sur lesquelles repose tout bâtiment. Elles transfèrent et répartissent les charges de la superstructure au sol, assurant ainsi la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour cela, elles doivent avoir une bonne conception afin d'assurer la bonne tenue de la structure.

2.1. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs: la profondeur d'ancrage, la capacité portante du sol, l'importance et poids de l'ouvrage...

D'après le rapport du de sol, il est recommandé d'utiliser des fondations superficielles, qu'il y'a lieu d'ancrer soit à 1.5 m de profondeur dans les argiles graveleuse et de prendre une contrainte admissible $Q_a = 2$ bars ; soit dans les blocs gréseux fissurés à partir de 3 m et de prendre dans ce cas une contrainte admissible de 3.5 bar. Les côtes étant données par rapport au niveau de terrain actuel.

2.2. Calcul de la surface totale des fondations :

$$S_{fondations} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

❖ *Au niveau 0 :*

$$S_{fondation} = \frac{45376.60 - 37605.95}{200} = 38.85 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{S_{fondation}}{S_{Bât(Niv 0)}} = \frac{38.85}{150.665} = 25.70\%$$

❖ *Au niveau -13.38 m :*

$$S_{fondation} = \frac{37605.95}{350} = 107.45 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{S_{fondation}}{S_{Bât(Niv 0)}} = \frac{107.45}{285.28} = 37.66\%$$

En observant le taux d'occupation de la surface des fondations, nous remarquons qu'ils sont largement inférieurs à la moitié de la surface totale du bâtiment aux deux niveaux d'encastrement. Ainsi les semelles sont suffisamment espacées ce qui éloigne, à notre avis, la possibilité de chevauchement. Par conséquent la solution de semelles isolées sous poteaux et continues sous voiles révèle la plus adéquate et la plus économique, ainsi la solidarisation des points d'appuis sera assurée par un réseau de longrines dimensionnés à cet effet conformément aux recommandations du RPA 2003.

2.2.1. Dimensionnement des fondations :

Condition de portance :

Soient A/a et B/b (a, b : dimensions du poteau) : $\frac{N}{A*B} \leq \sigma_{sol}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N}{\sigma_{sol}}} \text{ Et } A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

On a une semelle est un poteau homothétiques : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} * B$

On présente un détail de calcul pour un poteau situé au niveau 0.0 :

Exemple Poteau 'C26' du modèle :

<u>ELA</u>	<u>ELS</u>
$N_u = 883.45 \text{ kN}$	$N_s = 449.20 \text{ kN}$
$M_u = 30.40 \text{ kN.m}$	$M_s = 9.05 \text{ kN.m}$
$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$	$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
$Bu \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{Nu}{\frac{3}{2} * \overline{\sigma}_{sol}}}$	$Bs \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{Ns}{\overline{\sigma}_{sol}}}$
$Bu \geq \sqrt{\frac{0.45}{0.40} * \frac{883.45 * 10^{-3}}{\frac{3}{2} * 0.2}} \rightarrow Bu \geq 1.82 \text{ m}$	$Bs \geq \sqrt{\frac{0.45}{0.40} * \frac{449.20 * 10^{-3}}{0.2}} \rightarrow Bs \geq 1.59 \text{ m}$

$$B \geq \max (Bu ; Bs)$$

$$A \geq \frac{a}{b} * B \rightarrow A \geq 1.62 \text{ m}$$

Choix des dimensions pour notre semelle : A = 1.7 m ; B = 1.9 m

Hauteur de la semelle h :

$$d \geq \max \left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right)$$

$$d \geq \max \left(\frac{1.7-0.4}{4} ; \frac{1.9-0.45}{4} \right)$$

$$d \geq 0.36 \text{ m} \rightarrow h = 0.4 \text{ m}$$

Vérification de la portance en tenant compte du moment et du poids propre :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{30.40}{883.45} = 0.034 \text{ m}$$

Le poids propre de la semelle :

$$G_0 = 25 * A * B * h = 25 * 1.7 * 1.9 * 0.4 = 32.3 \text{ kN}$$

Le poids propre d'avant poteau :

$$G_{AP} = 25 * a * b * 1.5 = 6.75 \text{ kN}$$

$$N'_u = N + 1.35G_0 + 1.35G_{AP}$$

$$N'_u = 883.45 + 1.35 * 32.3 + 1.35 * 6.75 = 936.16 \text{ kN}$$

Vérification de la contrainte :

$$\sigma_u = \frac{N'_u}{(B-2e)*A} = \frac{936.16 * 10^{-3}}{(1.9-2*0.034)*1.7} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{3}{2} * 0.2 = 0.3 \text{ MPa}$$

$\sigma_u = \overline{\sigma}_{sol}$... les dimensions choisies vérifient la condition de portance.

Les résultats pour les tous les autres poteaux (niveau 0.0 et -13.38) sont présentés en **annexe E3**.

Conclusion : On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles des deux poteaux 'C6' et 'C19' (et symétriquement 'C18' et 'C24') selon le sens 'Y'. Cependant, ces poteaux sont solidaires au voile périphérique, donc ils seront fondés sur la semelle filante de ce voile.

2.2.1.1. Vérification au poinçonnement :

Selon les **BAEL99** [Art A5.2.4.2], il faut vérifier la résistance au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 * U_c * ht * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

N_d : Effort normal à l'état ultime.

ht : Epaisseur de la semelle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen de la semelle,

Les dimensions du poteau sont (40x45cm²), le périmètre d'impact 'Uc' est donné par la formule suivante :

$$U_c = 2(A + B) ; \text{ tel que :}$$

$$A = a + ht = 0.40 + 0.40 = 0.80 \text{ m}$$

$$B = b + ht = 0.45 + 0.40 = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 2(0.8 + 0.85) = 3.3 \text{ m}$$

$$0.045 * 3.3 * 0.4 * \frac{25}{1.15} = 1.29 \text{ MN}$$

$$N_d = 936.16 * 10^{-3} \text{ MN} < 1.29 \text{ MN} \dots \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

2.2.1.2. Vérification à la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99/V03** - [Art 10.1.5], on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x : e = \frac{0.253}{883.45} = 0.028 \text{ cm} < \frac{1.7}{4} = 42.5 \text{ cm} \\ \text{Sens } y : e = \frac{30.40}{883.45} = 3.40 \text{ cm} < \frac{1.9}{4} = 47.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

il n'y a pas risque de renversement de la semelle

2.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous murs :

La semelle filante est une fondation linéaire utilisée sous les murs porteurs (sous les voiles notamment), permettant de transmettre uniformément les charges au sol.

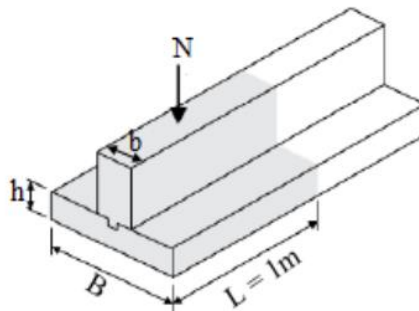


Figure 6.8 : Semelle filante sous mur.

La largeur de la semelle est déterminée par la condition de portance:

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

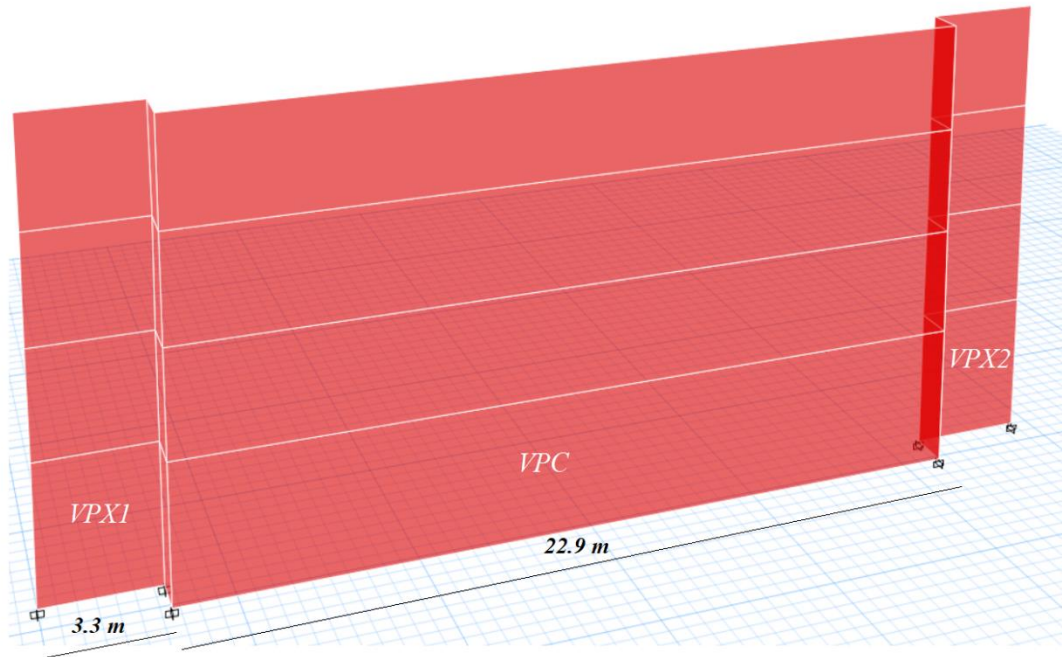


Figure 6.9 : les voiles choisis pour l'étude des fondations.

Nous présentons un exemple de calcul de la semelle sous le voile VPC :

Longueur entre nus d'appuis : $L = 22.9 - b_{pot\ N1} = 22.4\ m$

ELA

$N_u = 7846.84\ kN$; $M_u = 686.45\ kN.m$

$$B_u \geq \frac{7846.84 \cdot 10^{-3}}{22.4 \cdot (1.5 \cdot 0.35)} \rightarrow B \geq 0.667\ m$$

$$B \geq \max(B_u ; B_s) \rightarrow B = 0.70\ m$$

Hauteur de la semelle h:

$$d \geq \frac{B - e_{voile}}{4} \rightarrow d \geq 0.125\ m \quad ; \quad h = 0.20\ m$$

$$e = \frac{686.45}{7846.84} = 0.087\ m$$

Vérification de la portance en tenant compte du moment et du poids propre :

Poids propre de la semelle filante :

$$G_0 = 25 \cdot 0.7 \cdot 22.4 \cdot 0.2 = 78.40\ kN$$

$$N'_u = 7846.84 + 1.35 \cdot 78.40 = 7952.68\ kN$$

$$\sigma = \frac{N'_u}{(B - 2e)L} = \frac{7952.68 \cdot 10^{-3}}{(0.7 - 2 \cdot 0.087) \cdot 22.4} = 0.675\ MPa > 1.5\ \sigma_{sol}$$

Donc on augmente 'B' ; $\rightarrow B = 1\ m$

$$d = 0.20 \text{ m} ; h = 0.25 \text{ m}$$

$$G_0 = 25 * 1 * 22.4 * 0.25 = 140 \text{ kN}$$

$$N'_u = 7846.84 + 1.35 * 140 = 8035.84 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{8035.84 * 10^{-3}}{(1 - 2 * 0.087) * 22.4} = 0.434 \text{ MPa} < 0.525 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

2.3. Ferrailage des fondations adoptées :

2.3.1. Semelle isolée sous poteau :

❖ Armatures parallèles au sens B (sens de la flexion) :

Elles sont calculées pour équilibrer un moment M_{S1} dans la section S1 située à $0.35*b$ de l'axe du mur, en ne considérant que les réactions du sol au-delà de cette section. Deux cas sont à considérer :

$$- \text{ Si : } 2e < \frac{B}{2} + 0.35 * b$$

$$M_{S1} = \frac{N}{2(B-2e)} * \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2$$

$$- \text{ Si : } 2e \geq \frac{B}{2} + 0.35 b$$

$$M_{S1} = N(e - 0.35b)$$

$$2e = 2 * 0.034 = 0.068 \text{ m} < \frac{1.9}{2} + 0.35 * 0.45$$

$$M_{S1} = \frac{936.16 * 10^{-3}}{2 * (1.9 - 0.068)} * \left(\frac{1.9}{2} - 0.35 * 0.45 \right)^2$$

$$M_{S1} = 0.160 \text{ MN.m}$$

La section d'aciers :

$$A_B = \frac{M_{S1}}{z * f_{st}} ; f_{st} = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}.$$

$$A_B = \frac{0.160}{(0.9 * 0.36) * 400} = 12.35 \text{ cm}^2 \text{ (Plus défavorable que celle calculée à l'ELS).}$$

$$\text{Choix : } 11\text{HA}12 = 12.44 \text{ cm}^2 \text{ (St = 16 cm)}$$

❖ Armatures parallèles au sens A :

Dans ce sens, il n'y a pas de moment. Les armatures sont donc déterminées par la méthode des bielles.

$$A_A = \frac{N_u (A-a)}{8 d f_{su}} = \frac{936.16 * 10^{-3} (1.7 - 0.4)}{8 * 0.36 * 400} = 10.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 10\text{HA}12 = 11.31 \text{ cm}^2 \text{ (St = 18 cm)}$$

La section A_A trouvée doit être telle que :

$$A_A \geq 0.2 A_B \Rightarrow A_A \geq 0.2 * 14.2$$

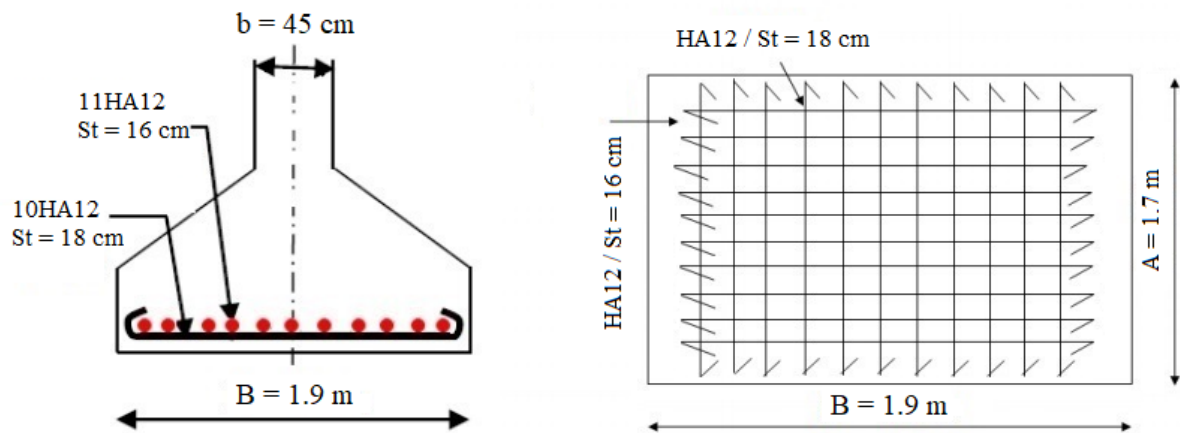


Figure 6.10 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée.

2.3.2. Semelle filante sous mur (voile) :

Elles sont calculées pour équilibrer un moment M_{s1} dans la section S1 située à $0.35 \cdot b$ de l'axe du mur, en ne considérant que les réactions du sol au-delà de cette section. Deux cas sont à considérer :

- Si : $2e < \frac{B}{2} + 0.35 \cdot b$

$$M_{s1} = \frac{N}{2(B-2e)} \cdot \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2$$

- Si : $2e \geq \frac{B}{2} + 0.35 \cdot b$

$$M_{s1} = N(e - 0.35b)$$

$$2e = 2 \cdot 0.087 = 0.174 \text{ m} < \frac{1}{2} + 0.35 \cdot 0.20 = 0.57 \text{ m}$$

$$M_{s1} = \frac{8035.84 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot (1 - 0.087)} \cdot \left(\frac{1}{2} - 0.35 \cdot 0.20 \right)^2$$

$$M_{s1} = 0.814 \text{ MN.m}$$

La section d'aciers :

$$A_B = \frac{M_{s1}}{z \cdot f_{st}} ; f_{st} = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_B = \frac{0.814}{(0.9 \cdot 0.2) \cdot 400} = 113.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 36\text{HA}20 = 113.10 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartitions (au sens du mur) :

$$A_r = \frac{A_B}{5} = 22.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 12\text{HA}16 = 24.13 \text{ cm}^2$$

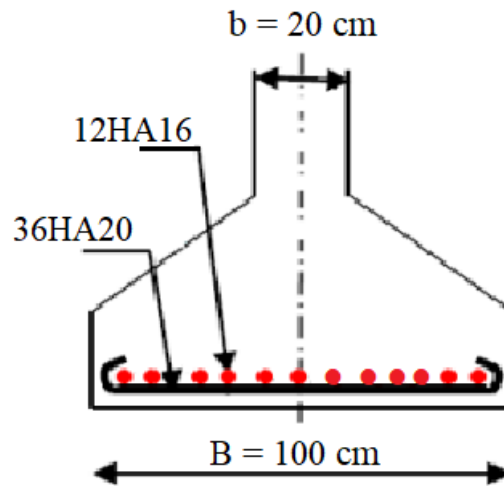


Figure 6.11 : Schéma de ferrailage de semelle filante sous VPC.

2.3.3. Calcul des longrines :

On adopte les dimensions minimales suivantes : $b \times h = 25 \times 30$ (cm²).

Ferrailage à la traction simple :

Le poteau le plus sollicité est le poteau 'C18', avec

$$N_u = 3220.28 \text{ kN} \quad ; \quad N_s = 2379.23 \text{ kN}$$

$$F_{traction} = \max\left(\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ kN}\right)$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée ... [Art 10.1.1].

$$\rightarrow \begin{cases} ELU : \frac{3220.28}{15} = 214.68 \text{ kN} \\ ELS : \frac{2379.23}{15} = 158.61 \text{ kN} \end{cases}$$

$$ELU : A_u = \frac{214.68 \times 10^{-3}}{348} = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$ELS : A_s = \frac{158.61 \times 10^{-3}}{201.66} = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\%(b * h) = 0.6\%(25 * 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 7.86 \text{ cm}^2 \rightarrow$ choix : 4HA14 + 2HA12 = 8.42 cm²

Armature transversale :

On opte pour un cadre et un étrier \emptyset_6

$$S_t \leq \min(20 ; 15\emptyset_{l(min)})$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

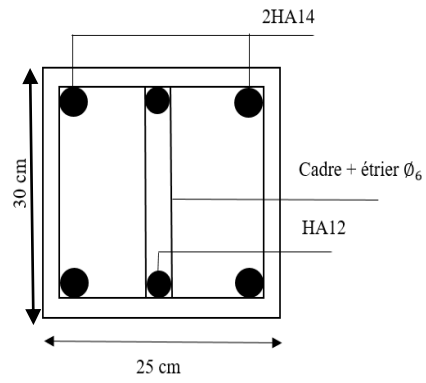
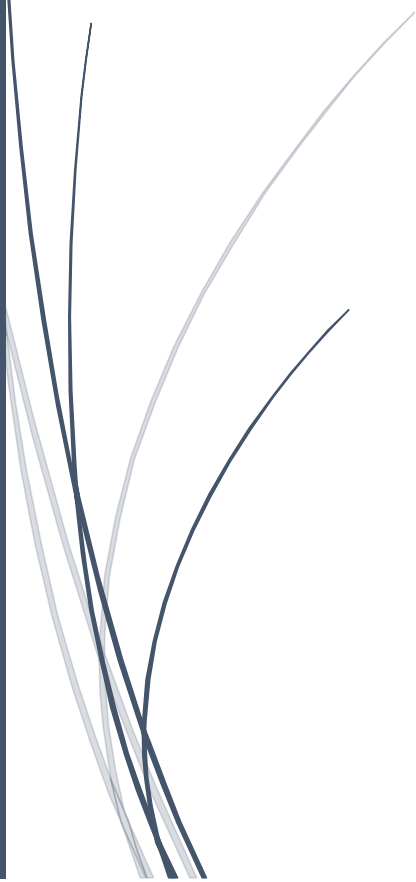


Figure 6.12 : Schéma de ferrailage des longrines.



Promotion 2025

Conclusion Générale



Conclusion générale :

Au cours de notre étude, nous avons mis en œuvre et approfondi les connaissances acquises tout au long de notre parcours universitaire. Nous avons conçu la structure du bâtiment, évalué sa stabilité et réalisé les calculs à l'aide du logiciel ETABS 2016.

Voici quelques conclusions auxquelles nous avons abouti :

- Il est essentiel de trouver un juste équilibre entre les critères économiques et les critères de résistance. Cela implique de prioriser la sécurité pour assurer la stabilité de l'ouvrage tout en optimisant les coûts.
- Une maîtrise approfondie du logiciel de modélisation ETABS V16 est indispensable pour concevoir une structure résistante aux séismes.
- Un décalage de 13.38 mètres entre les fondations a engendré des difficultés lors de l'étude dynamique, rendant difficile l'analyse des résultats de modélisation et délicate la vérification des conditions d'un système mixte conformément aux exigences du RPA 2003.
- À l'issue de l'analyse des éléments de la superstructure, il a été conclu que ceux-ci respectent pleinement les exigences du règlement parasismique algérien. L'introduction de l'effet de température sur les éléments exposés a conduit à une augmentation des efforts internes dans certains éléments et une réduction dans d'autres.
- Afin d'éviter la formation de rotules plastiques au niveau des nœuds, les moments de résistance dans les zones nodales ont été analysés, et la section d'acier dans les poteaux a été augmentée pour éviter le risque d'avoir des poutres fortes et des poteaux faibles.
- Pendant l'étude de l'infrastructure, des semelles isolées ainsi qu'une semelle continue sous mur ont été choisies comme types de fondation, en fonction des capacités portantes du sol et des contraintes admissibles.

À la suite d'une étude approfondie sur la conception parasismique, il apparaît essentiel que l'ingénieur civil et l'architecte collaborent de manière coordonnée tout au long du processus de réalisation, tout en soulignant l'importance de la qualité des matériaux choisis ainsi que leur mise en œuvre.

Références bibliographiques :

- **DTR B.C. 2.2.** Document technique réglementaire : Charges permanentes et charges d'exploitation. 1988. 41p.
- **DTR B.C.2-41.** Document technique réglementaire : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. 1993. 187p.
- **DTR B.C.2-48.** Document technique réglementaire : Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003. 117p.
- **DTU P 18-702.** Règles BAEL 91 révisées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.2000. 221p.
- **Dr H. CHIKH AMER** Cours de structure en béton armé 1 et 2, Université de béjaia. 123p.
- **Dr M. MEZIANI.** Polycopié de structure en béton armé 1 (cours et exercices corrigés), Université de béjaia 2023/2024. 83p.
- **Pr A. THAKOURT** Cours et TD de béton armé 1 & 2, Université de béjaia 2019/2020. 93p.
- **Dr A. BOUKELOUDA** Cours et TD de calcul des éléments secondaires en Béton Armé (CES), Université de béjaia, 2019/2020.
- **Dr. M. BERRADIA** Polycopié de projet structures en béton armé, Université de Chlef 2019/2020. 133p
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Forum : Civilmania.com

Logiciels :

- ETABS version 16.2.0.
- AUTOCAD 2022.
- WORD 2013.
- EXCEL 2013.
- WPS OFFICE 2025.
- SW FEA 2D Frame Analysis.

Promotion 2025

Annexes

Annexe A :

Section en (cm²) d'armatures de diametre en (mm) :

∅	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.24	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.82
6	1.18	1.70	3.02	3.71	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	32.41	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	150.80
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	8.08	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 B :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour :

$\frac{l_x}{l_y}$	ELU : $\nu = 0$		ELS : $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5859	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe C :

***Les sollicitations et
détailles de ferrailage
des poutres.***

C1 : Sollicitations max dans les poutres principales et secondaires (modele sismique) :

Niveau	Principales			Secondaires			
	$M_{t(Max)}$ (kN.m)	$M_{a(Max)}$ (kN.m)	Comb	$M_{t(Max)}$ (kN.m)	Comb	$M_{a(Max)}$ (kN.m)	Comb
1	74.92	108.14	ELU	20.00	ELU	20.88	ELU
2	67.72	94.79	ELU	20.24	ELU	22.78	ELU
3	64.85	96.59	ELU	20.17	ELU	23.02	ELU
4	65.37	95.80	ELU	20.52	ELU	23.37	ELU
5	71.64	114.27	ELU	20.40	ELU	31.09	ELA
6	73.37	116.47	ELU	24.83	ELA	35.18	ELA
7	75.45	121.44	ELU	27.86	ELA	38.90	ELA
8	77.84	121.87	ELU	27.35	ELA	39.44	ELA
9	80.34	124.18	ELU	26.40	ELA	40.16	ELA
10	82.91	123.03	ELU	25.06	ELA	40.42	ELU
11	97.00	125.29	ELU	27.63	ELU	40.68	ELU

C2 : Ferrailage détaillé des poutres principales et secondaires (modele sismique) :

Niveau	Principales			Secondaires		
	A_{app} (cm ²)	A_{tra} (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	A_{app} (cm ²)	A_{tra} (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)
1	9.07	6.06	6	1.86	1.78	5.25
2	7.83	5.44	6	2.04	1.80	5.25
3	8.00	5.20	6	2.06	1.80	5.25
4	7.92	5.24	6	2.09	1.83	5.25
5	9.65	5.78	6	2.42	1.82	5.25
6	9.86	5.93	6	2.75	1.92	5.25
7	10.34	6.11	6	3.05	2.16	5.25
8	10.38	6.32	6	3.09	2.12	5.25
9	10.61	6.54	6	3.15	2.05	5.25
10	10.49	6.76	6	3.69	1.94	5.25
11	10.72	8.03	6	3.72	2.48	5.25

C3 : sollicitations max des poutres principales et secondaires périphériques :

Niveau	Modele sismique						Modele avec température					
	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Mmax (kN.m)	Ncor (kN)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Mmax (kN.m)	Ncor (kN)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)
1	574.43	2.625	40.56	-76.72	-237.76	1.35	502.30	6.84	70.33	138.30	-214.89	6.51
2	592.34	11.95	33.27	-15.59	-245.12	11.70	494.80	6.23	36.51	54.91	-211.20	6.87
3	568.88	0.13	33.38	321.72	-236.09	48.66	496.96	6.92	8.34	9.07	-217.10	7.47
4	571.46	17.43	34.21	311.10	-254.44	31.44	508.59	7.53	49.52	119.69	-200.43	8.15
5	613.41	47.46	51.15	370.52	-250.19	4.82	544.00	9.87	39.98	-330.83	-330.83	19.82
6	601.30	48.29	52.37	-20.12	-258.00	46.04	541.97	9.82	10.31	69.28	-233.38	13.82
7	598.45	49.86	53.82	354.51	-258.75	47.30	543.55	9.57	10.47	12.79	-234.71	14.79
8	601.33	51.75	55.82	356.95	-257.31	48.62	542.59	8.91	11.44	538.70	-234.59	15.12
9	598.99	54.25	58.62	355.09	-258.13	50.38	542.85	8.67	13.22	538.20	-233.71	16.01
10	589.23	56.26	61.08	355.45	-255.78	51.57	549.85	8.27	14.98	545.06	-238.69	16.41
11	604.54	73.75	75.24	360.01	-256.72	15.08	544.32	5.13	22.68	536.19	-223.28	17.95

C4 : sollicitations max des poutres principales et secondaires non périphériques :

Niveau	Modele sismique						Modele avec température					
	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Mmax (kN.m)	Ncor (kN)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)	Nmax (kN)	Mcor (kN.m)	Ncor (kN)	Mmax (kN)	Nmin (kN)	Mcor (kN.m)
1	37.57	7.30	69.49	-1.72	-62.11	34.95	546.28	72.66	546.27	72.66	-50.14	0.32
2	94.77	18.87	56.87	33.59	-133.27	73.74	167.85	34.38	-22.45	41.19	-28.48	33.05
3	159.35	8.86	51.16	4.11	-63.34	18.38	101.81	19.58	35.30	28.49	-60.38	9.45
4	79.29	10.37	51.63	2.03	-30.62	36.79	444.48	58.13	62.12	67.63	-67.62	61.35
5	51.45	35.10	77.07	-35.69	-212.75	34.28	68.23	15.30	-100.68	65.27	-135.18	16.83
6	17.20	9.53	75.35	-13.70	-53.61	21.64	80.58	14.49	-2.90	22.21	-54.57	10.63
7	16.12	10.07	77.30	-14.61	-43.19	15.38	83.28	13.68	1.13	21.89	-54.75	10.15
8	17.66	10.91	79.50	-12.68	-40.05	16.10	85.05	13.88	-1.55	22.36	-51.46	10.68
9	16.57	12.13	82.36	-13.47	-41.32	17.23	84.77	13.10	-0.23	23.75	-50.23	11.15
10	27.72	23.78	84.42	-11.37	-38.74	17.90	84.42	14.01	-1.43	24.37	-44.93	11.88
11	52.97	28.37	98.57	-4.64	-53.60	48.23	79.46	5.41	5.01	28.03	-36.00	10.20

C5 : Ferrailage détaillé des poutres principales périphérique :

Niveau	Flexion simple		Flexion composée					Amin (RPA) (cm²)
	Travée	Appui	Cas	Type	C	A' (cm²)	A (cm²)	
1	6.06	9.07	Nmax	SPC	ELU	0	-7.65	6
			Mmax	SPC	ELU	0	4.27	
			Nmin	SET	ELU	3.31	3.53	
2	5.44	7.83	Nmax	SPC	ELU	0	-6.96	6
			Mmax	SPC	ELU	0	2.82	
			Nmin	SET	ELU	2.60	4.46	
3	5.20	8.00	Nmax	SPC	ELU	0	-7.81	6
			Mmax	SPC	ELU	0	-1.73	
			Nmin	SPC	ELU	0	7.26	
4	5.24	7.92	Nmax	SPC	ELU	0	-6.2	6
			Mmax	SPC	ELU	0	-1.53	
			Nmin	SET	ELU	1.15	6.17	
5	5.78	9.65	Nmax	SPC	ELU	0	-3.55	6
			Mmax	SPC	ELU	0	-0.66	
			Nmin	SET	ELU	3.25	3.98	
6	5.93	9.86	Nmax	SPC	ELU	0	-3.35	6
			Mmax	SPC	ELU	0	4.43	
			Nmin	SPC	ELU	0	7.39	
7	6.11	10.34	Nmax	SPC	ELU	0	-3.14	6
			Mmax	SPC	ELU	0	-0.22	
			Nmin	SPC	ELU	0	7.49	
8	6.32	10.38	Nmax	SPC	ELU	0	-2.97	6
			Mmax	SPC	ELU	0	-0.06	
			Nmin	SPC	ELU	0	7.57	
9	6.54	10.61	Nmax	SPC	ELU	0	-2.69	6
			Mmax	SPC	ELU	0	0.24	
			Nmin	SPC	ELU	0	7.72	
10	6.76	10.49	Nmax	SPC	ELU	0	-2.37	6
			Mmax	SPC	ELU	0	0.47	
			Nmin	SPC	ELU	0	7.77	
11	8.03	10.72	Nmax	SPC	ELU	0	-0.5	6
			Mmax	SPC	ELU	0	1.85	
			Nmin	SET	ELU	2.90	4.90	

C6 : Ferrailage détaillé des poutres principales non périphérique :

Niveau	Flexion simple		Flexion composée					Amin (RPA) (cm²)
	Travée	Appui	Cas	Type	C	A' (cm²)	A (cm²)	
1	6.06	9.07	Nmax	SPC	ELU	0	-0.004	6
			Mmax	SET	ELU	-5.53	5.58	
			Nmin	SET	ELU	0	3.62	
2	5.44	7.83	Nmax	SPC	ELU	0	0.08	6
			Mmax	SPC	ELU	0	4.07	
			Nmin	SET	ELU	0	7.76	
3	5.20	8.00	Nmax	SPC	ELU	0	-1.65	6
			Mmax	SPC	ELU	0	3.99	
			Nmin	SPC	ELU	0	2.35	
4	5.24	7.92	Nmax	SPC	ELU	0	-0.376	6
			Mmax	SPC	ELU	0	4.06	
			Nmin	SET	ELU	0	3.11	
5	5.78	9.65	Nmax	SPC	ELU	0	2.01	6
			Mmax	SPC	ELU	0	6.72	
			Nmin	SET	ELU	0.32	5.8	
6	5.93	9.86	Nmax	SPC	ELU	0	0.47	6
			Mmax	SET	ELU	-5.82	6.21	
			Nmin	SPC	ELU	0	2.46	
7	6.11	10.34	Nmax	SPC	ELU	0	0.53	6
			Mmax	SET	ELU	-5.96	6.38	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.82	
8	6.32	10.38	Nmax	SPC	ELU	0	0.57	6
			Mmax	SET	ELU	-6.17	6.53	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.93	
9	6.54	10.61	Nmax	SPC	ELU	0	0.68	6
			Mmax	SPC	ELU	-6.38	6.77	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.93	
10	6.76	10.49	Nmax	SPC	ELU	0	1.43	6
			Mmax	SET	ELU	-6.58	6.90	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.93	
11	8.03	10.72	Nmax	SPC	ELU	0	1.44	6
			Mmax	SET	ELU	-7.81	7.94	
			Nmin	SPC	ELU	0	4.56	

C7 : Ferrailage détaillé des poutres secondaires périphérique :

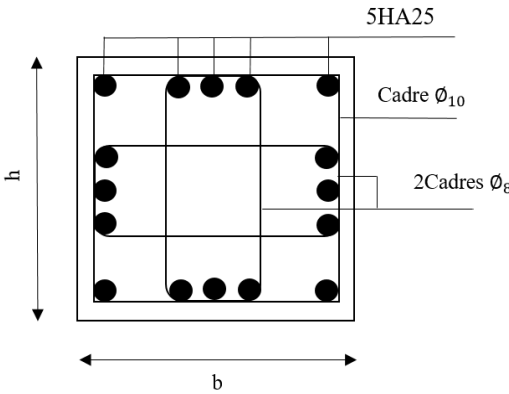
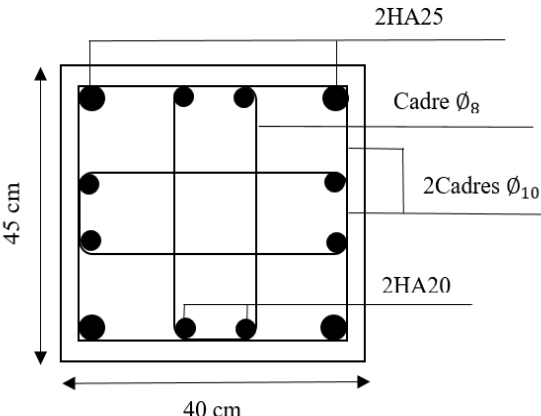
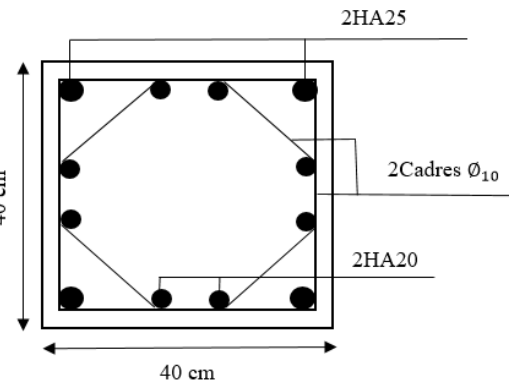
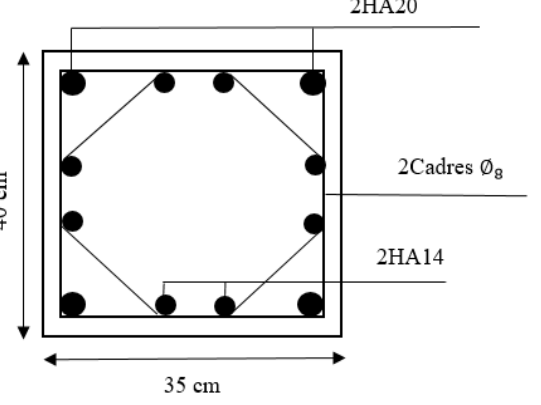
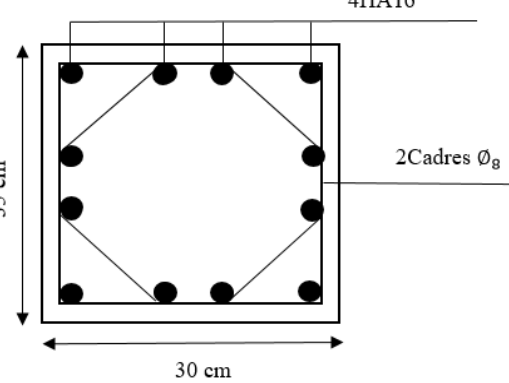
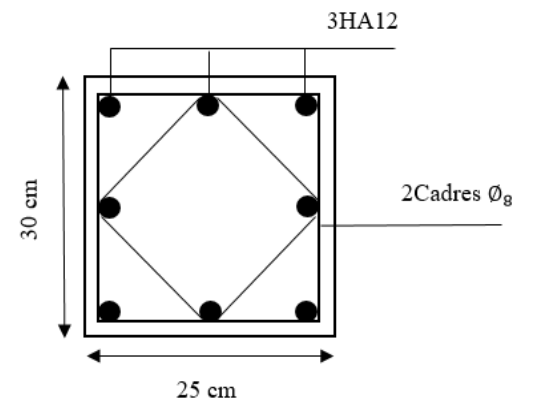
Niveau	Flexion simple		Flexion composée					Amin (RPA) (cm²)
	Travée	Appui	Cas	Type	C	A' (cm²)	A (cm²)	
1	1.78	1.86	Nmax	SPC	ELU	0	-6.22	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	5.02	
			Nmin	SET	ELU	2.49	3.69	
2	1.80	2.04	Nmax	SPC	ELU	0	-6.22	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	2.56	
			Nmin	SET	ELU	2.40	3.67	
3	1.80	2.06	Nmax	SPC	ELU	0	-6.15	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	0.60	
			Nmin	SET	ELU	2.43	3.81	
4	1.83	2.09	Nmax	SPC	ELU	0	-6.22	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	3.00	
			Nmin	SET	ELU	2.12	3.64	
5	1.82	2.42	Nmax	SPC	ELU	0	-6.37	5.25
			Mmax	SET	ELU	1.05	8.46	
			Nmin	SET	ELU	2.92	6.59	
6	1.92	2.75	Nmax	SPC	ELU	0	-6.35	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	-0.11	
			Nmin	SET	ELU	2.07	4.64	
7	2.16	3.05	Nmax	SPC	ELU	0	-6.40	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	0.73	
			Nmin	SET	ELU	2.00	4.75	
8	2.12	3.09	Nmax	SPC	ELU	0	-6.46	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	-6.13	
			Nmin	SET	ELU	1.97	4.77	
9	2.05	3.15	Nmax	SPC	ELU	0	-6.49	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	-5.92	
			Nmin	SET	ELU	1.87	4.84	
10	1.94	3.69	Nmax	SPC	ELU	0	-6.61	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	-5.79	
			Nmin	SET	ELU	1.91	4.95	
11	2.48	3.72	Nmax	SPC	ELU	0	-6.90	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	-4.80	
			Nmin	SET	ELU	1.54	4.88	

C8 : Ferrailage détaillé des poutres secondaires non périphérique :

Niveau	Flexion simple		Flexion composée					Amin (RPA) (cm²)
	Travée	Appui	Cas	Type	C	A' (cm²)	A (cm²)	
1	1.78	1.86	Nmax	SPC	ELU	0	1.81	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	1.85	
			Nmin	SET	ELU	0.69	0.75	
2	1.80	2.04	Nmax	SPC	ELU	0	0.83	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	4.08	
			Nmin	SET	ELU	0	3.40	
3	1.80	2.06	Nmax	SPC	ELU	0	0.28	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	2.06	
			Nmin	SET	ELU	-0.01	1.74	
4	1.83	2.09	Nmax	SPC	ELU	0	0.46	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	5.63	
			Nmin	SET	ELU	0	6.65	
5	1.82	2.42	Nmax	SPC	ELU	0	0.36	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	7.49	
			Nmin	SET	ELU	0.38	3.50	
6	1.92	2.75	Nmax	SPC	ELU	0	0.11	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	2.03	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.76	
7	2.16	3.05	Nmax	SPC	ELU	0	-0.01	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	1.98	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.72	
8	2.12	3.09	Nmax	SPC	ELU	0	-0.01	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	2.02	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.71	
9	2.05	3.15	Nmax	SPC	ELU	0	-0.09	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	2.13	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.74	
10	1.94	3.69	Nmax	SPC	ELU	0	0.01	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	2.02	
			Nmin	SPC	ELU	0	1.72	
11	2.48	3.72	Nmax	SPC	ELU	0	-0.71	5.25
			Mmax	SPC	ELU	0	2.45	
			Nmin	SET	ELU	0	1.44	

Annexe D :
*Les schémas
de ferrailage.*

D1 : Schéma de ferrailage des poteaux :

 <p>Schéma de ferrailage Des poteaux au niveau 1 à 4.</p>	 <p>Schéma de ferrailage Des poteaux au niveau 5</p>
 <p>Schéma de ferrailage Des poteaux au niveau 6</p>	 <p>Schéma de ferrailage Des poteaux au niveau 7 et 8.</p>
 <p>Schéma de ferrailage Des poteaux au niveau 9 et 10.</p>	 <p>Schéma de ferrailage Des poteaux au niveau 11 et 12.</p>

D2 : Schéma de ferrailage poutres du niveau 1 :

Poutres principales 'périphériques et non périphériques'	
<p>4HA16</p> <p>40 cm</p> <p>30 cm</p> <p>Travée</p> <p>Cadre \varnothing_8 + Étrier \varnothing_8</p>	<p>3HA16</p> <p>40 cm</p> <p>30 cm</p> <p>Appuie</p> <p>Cadre \varnothing_8 + Étrier \varnothing_8</p> <p>2HA14</p>
Poutres secondaires 'périphériques'	
<p>2HA16</p> <p>35 cm</p> <p>30 cm</p> <p>Travée</p> <p>Cadre \varnothing_8 + Étrier \varnothing_8</p> <p>HA14</p>	<p>2HA16</p> <p>35 cm</p> <p>30 cm</p> <p>Appuie</p> <p>Cadre \varnothing_8 + Étrier \varnothing_8</p> <p>HA14</p>
Poutres secondaires 'non périphériques'	
<p>2HA14</p> <p>35 cm</p> <p>30 cm</p> <p>Travée</p> <p>Cadre \varnothing_8 + Étrier \varnothing_8</p> <p>HA12</p>	<p>2HA14</p> <p>35 cm</p> <p>30 cm</p> <p>Appuie</p> <p>Cadre \varnothing_8 + Étrier \varnothing_8</p> <p>HA12</p>

Annexe E :
Les fondations.

E1 : Le dimensionnement des semelle isolée (au niveau 0 m).

Column	b (m)	a (m)	Nu (kN)	$1.5 * \overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)	B (m)	Ns (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)	B (m)	Choix B (m)	Choix A (m)
C26	0.45	0.40	883.45	0.30	1.82	449.19	0.20	1.59	1.9	1.7
C27	0.45	0.40	883.02	0.30	1.82	453.45	0.20	1.59	1.9	1.7
C28	0.45	0.40	1370.99	0.30	2.27	1011.14	0.20	2.38	2.5	2.2
C29	0.45	0.40	1358.69	0.30	2.26	992.46	0.20	2.36	2.5	2.2
C30	0.45	0.40	1262.97	0.30	2.18	916.26	0.20	2.27	2.5	2.1
C31	0.45	0.40	1264.12	0.30	2.18	916.86	0.20	2.27	2.5	2.1
C32	0.45	0.40	1359.15	0.30	2.26	993.35	0.20	2.36	2.5	2.2
C33	0.45	0.40	1369.88	0.30	2.27	1010.39	0.20	2.38	2.5	2.2

E2 : Vérification de la portance en tenant compte du moment et du poids propre (au niveau 0 m).

Column	N (kN)	M (kN.m)	e (m)	d (m)	h (m)	G_0 (kN)	G_{AP} (kN)	N' (kN)	σ (MPa)	$\overline{\sigma_{sol}}$	Observation
C26	883.45	30.40	0.034	0.36	0.4	32.3	6.75	936.17	0.30	0.30	Vérifiée
C27	883.02	30.22	0.034	0.36	0.4	32.3	6.75	935.73	0.30	0.30	Vérifiée
C28	1011.14	5.40	0.005	0.51	0.55	75.62	6.75	1093.51	0.199	0.20	Vérifiée
C29	992.46	8.70	0.009	0.51	0.55	75.62	6.75	1074.84	0.197	0.20	Vérifiée
C30	916.26	6.23	0.007	0.51	0.55	72.19	6.75	995.20	0.191	0.20	Vérifiée
C31	916.86	7.35	0.008	0.51	0.55	72.19	6.75	995.80	0.191	0.20	Vérifiée
C32	993.35	7.74	0.008	0.51	0.55	75.62	6.75	1075.73	0.197	0.20	Vérifiée
C33	1010.39	5.25	0.005	0.51	0.55	75.62	6.75	1092.76	0.199	0.20	Vérifiée

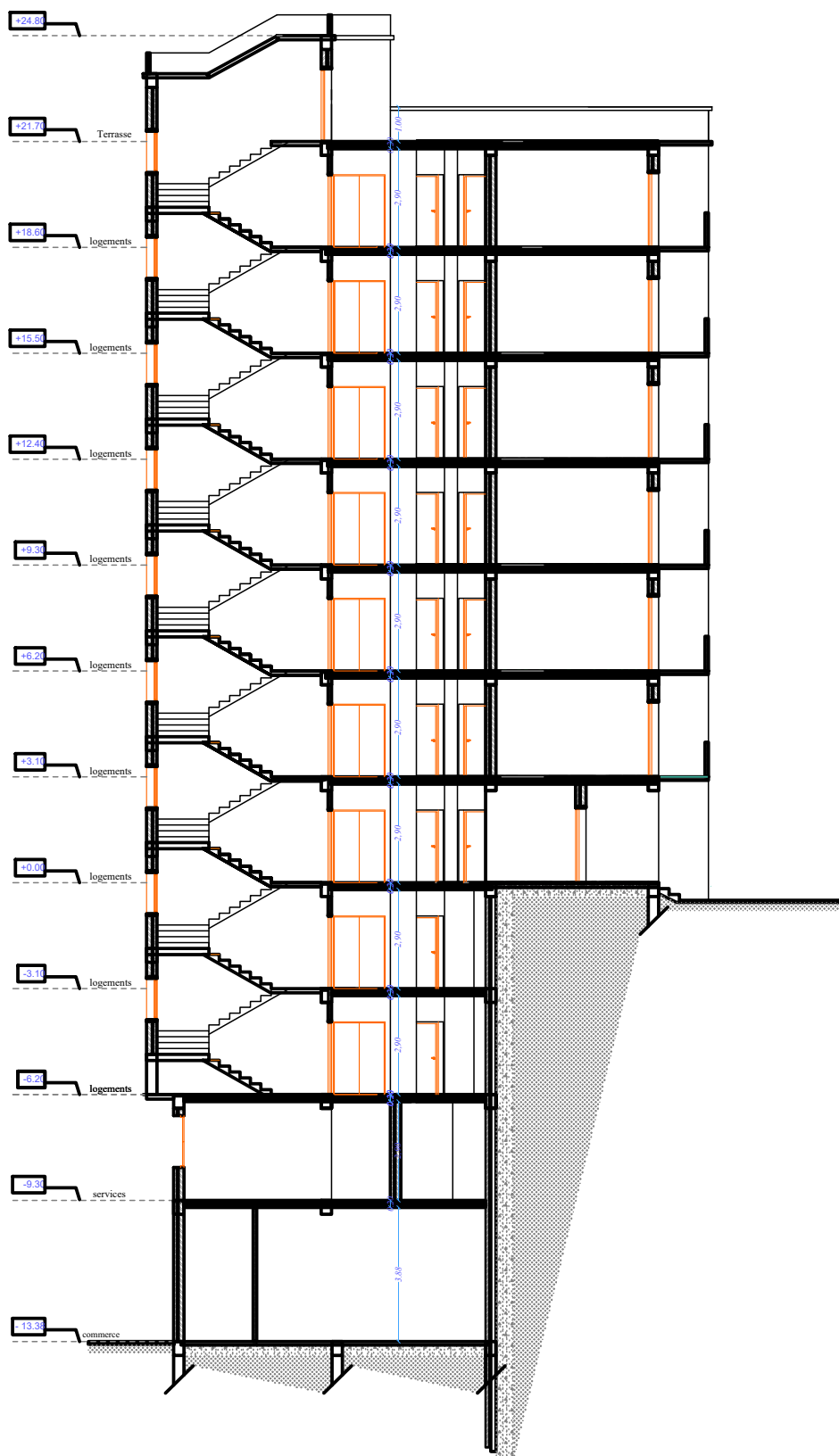
E3 : Le dimensionnement des semelle isolée (au niveau -13.38 m).

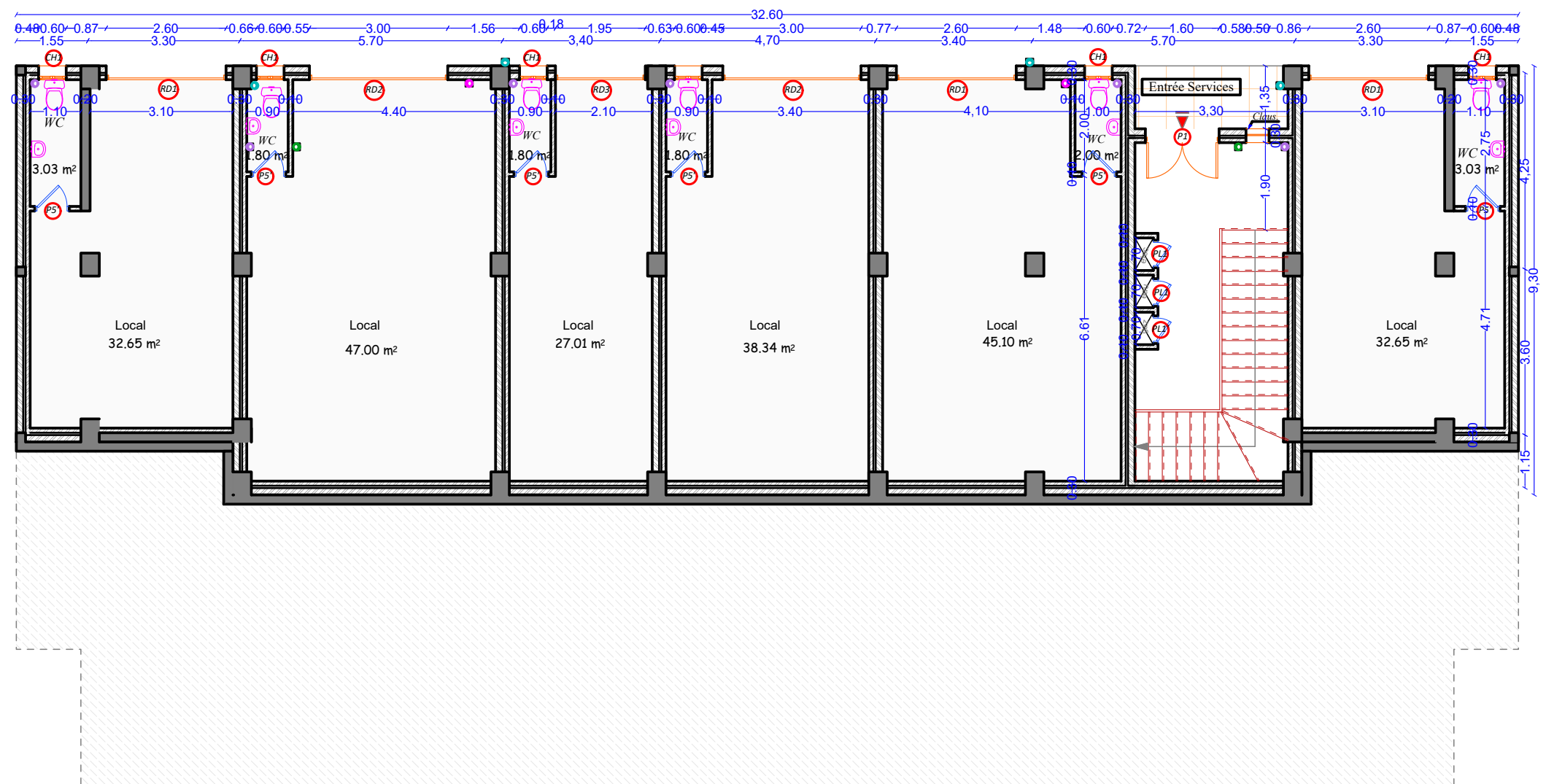
Column	b (m)	a (m)	Nu (kN)	$1.5 * \overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)	B (m)	Ns (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)	B (m)	Choix B (m)	Choix A (m)
C1	0.55	0.50	2583.04	0.525	2.33	1874.08	0.35	2.43	2.5	2.3
C2	0.55	0.50	2010.45	0.525	2.05	1458.06	0.35	2.14	2.2	2
C3	0.55	0.50	2409.19	0.525	2.25	1749.65	0.35	2.34	2.4	2.2
C4	0.55	0.50	2028.80	0.525	2.06	1475.64	0.35	2.15	2.2	2
C5	0.55	0.50	1183.98	0.525	1.57	885.70	0.35	1.67	1.7	1.6
C6	0.55	0.50	3214.17	0.525	2.59	2374.07	0.35	2.73	2.8	2.5
C7	0.55	0.50	1966.45	0.525	2.03	1429.93	0.35	2.12	2.2	2
C8	0.55	0.50	1503.59	0.525	1.77	1110.57	0.35	1.87	1.9	1.8
C9	0.55	0.50	2497.21	0.525	2.29	1813.77	0.35	2.39	2.4	2.2
C10	0.55	0.50	1903.36	0.525	1.99	1381.59	0.35	2.08	2.1	2
C11	0.55	0.50	2439.66	0.525	2.26	1772.31	0.35	2.36	2.5	2.2
C12	0.55	0.50	1899.82	0.525	1.99	1379.09	0.35	2.08	2.1	2
C13	0.55	0.50	1876.81	0.525	1.98	1364.93	0.35	2.07	2.1	2
C14	0.55	0.50	1508.34	0.525	1.78	1110.90	0.35	1.87	2	1.7
C15	0.55	0.50	1183.67	0.525	1.57	884.81	0.35	1.67	1.7	1.6
C16	0.55	0.50	2672.77	0.525	2.37	1972.87	0.35	2.49	2.5	2.3
C17	0.55	0.50	2667.06	0.525	2.36	1968.74	0.35	2.48	2.5	2.3
C18	0.55	0.50	3220.28	0.525	2.59	2379.23	0.35	2.73	2.8	2.6
C19	0.55	0.50	578.36	0.525	1.10	424.40	0.35	1.15	1.2	1.1
C20	0.55	0.50	1123.56	0.525	1.53	817.41	0.35	1.60	1.7	1.6
C21	0.55	0.50	1328.81	0.525	1.67	966.26	0.35	1.74	1.8	1.65
C22	0.55	0.50	1321.89	0.525	1.66	961.09	0.35	1.74	1.8	1.6
C23	0.55	0.50	1095.78	0.525	1.51	797.29	0.35	1.58	1.7	1.5
C24	0.55	0.50	571.21	0.525	1.09	419.68	0.35	1.15	1.2	1.1
C25	0.55	0.50	906.43	0.525	1.38	664.16	0.35	1.44	1.5	1.4
C34	0.55	0.50	916.60	0.525	1.38	671.65	0.35	1.45	1.5	1.4

E4 : Vérification de la portance en tenant compte du moment et du poids propre (au niveau -13.38 m).

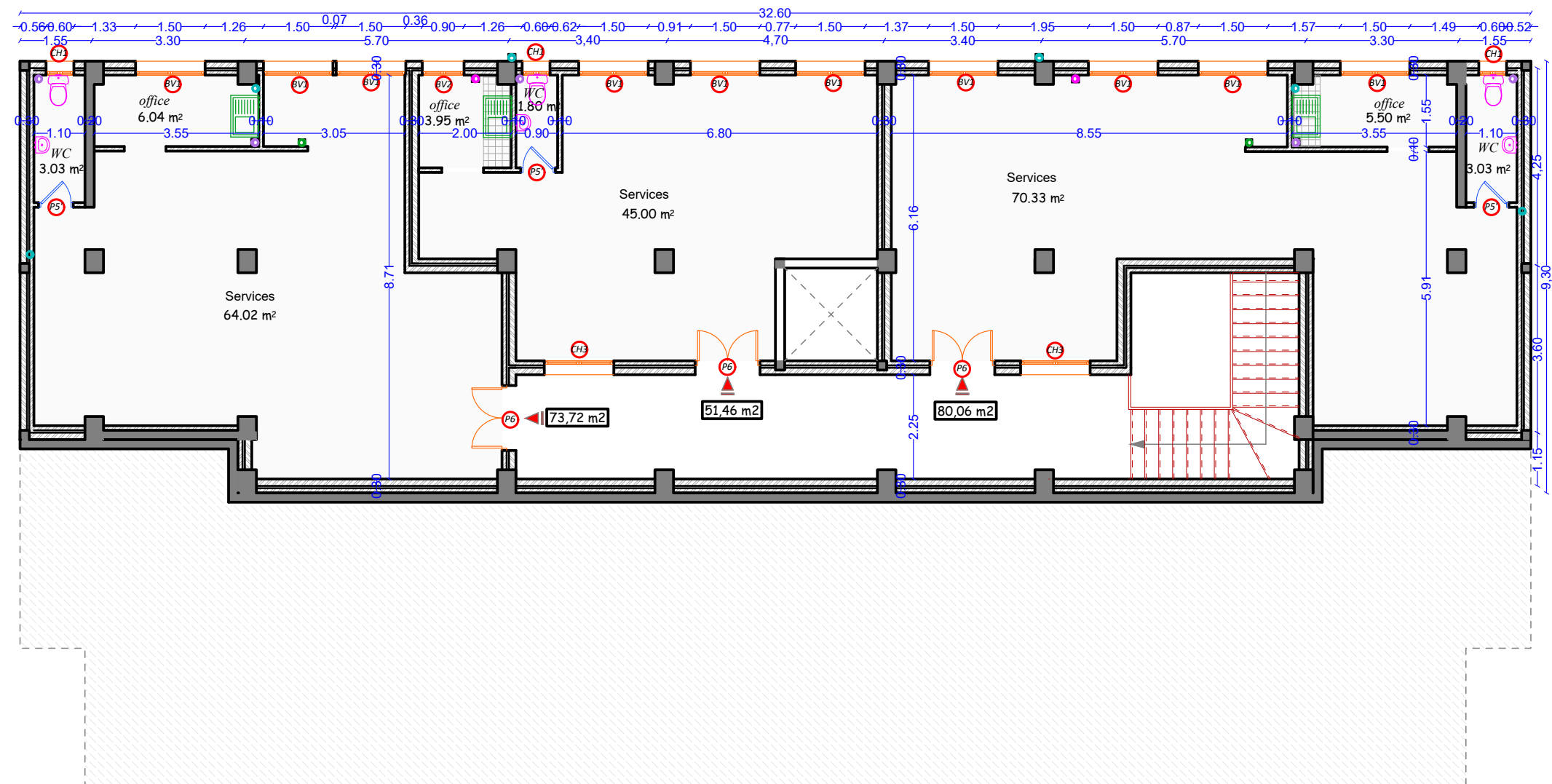
Column	Ns (kN)	Ms (kN.m)	e (m)	d (m)	h (m)	G ₀ (kN)	G _{AP} (kN)	N' (kN)	σ (MPa)	$\overline{\sigma}_{sol}$	Observation
C1	1874.08	253.87	0.135	0.4875	0.55	79.06	10.3125	1963.46	0.308	0.35	Vérifiée
C2	1458.06	3.99	0.003	0.4125	0.45	49.5	10.3125	1517.87	0.346	0.35	Vérifiée
C3	1749.65	251.77	0.144	0.4625	0.5	66	10.3125	1825.96	0.309	0.35	Vérifiée
C4	1475.64	4.15	0.003	0.4125	0.45	49.5	10.3125	1535.46	0.348	0.35	Vérifiée
C5	885.70	0.67	0.001	0.2875	0.35	23.8	10.3125	919.81	0.338	0.35	Vérifiée
C6	2374.07	288.67	0.122	0.5625	0.6	105	10.3125	2489.38	0.327	0.35	Vérifiée
C7	1429.93	275.31	0.193	0.4125	0.45	49.5	10.3125	1489.74	0.288	0.35	Vérifiée
C8	1110.57	2.72	0.002	0.3375	0.4	34.2	10.3125	1155.08	0.337	0.35	Vérifiée
C9	1813.77	270.00	0.149	0.4625	0.5	66	10.3125	1890.08	0.318	0.35	Vérifiée
C10	1381.59	257.34	0.186	0.3875	0.45	47.25	10.3125	1439.14	0.291	0.35	Vérifiée
C11	1772.31	9.36	0.005	0.4875	0.55	75.62	10.3125	1858.25	0.339	0.35	Vérifiée
C12	1379.09	250.37	0.182	0.3875	0.45	47.25	10.3125	1436.65	0.292	0.35	Vérifiée
C13	1364.93	264.26	0.194	0.3875	0.45	47.25	10.3125	1422.49	0.286	0.35	Vérifiée
C14	1110.90	2.48	0.002	0.3625	0.4	34	10.3125	1155.21	0.339	0.35	Vérifiée
C15	884.81	0.29	0.001	0.2875	0.35	23.8	10.3125	918.92	0.338	0.35	Vérifiée
C16	1972.87	189.12	0.096	0.4875	0.55	79.06	10.3125	2062.24	0.333	0.35	Vérifiée
C17	1968.74	185.96	0.094	0.4875	0.55	79.06	10.3125	2058.12	0.333	0.35	Vérifiée
C18	2379.23	295.77	0.124	0.5625	0.6	109.2	10.3125	2498.74	0.315	0.35	Vérifiée
C19	424.40	9.20	0.022	0.1625	0.2	6.6	10.3125	441.31	0.348	0.35	Vérifiée
C20	817.41	3.82	0.005	0.2875	0.35	23.8	10.3125	851.53	0.315	0.35	Vérifiée
C21	966.26	1.47	0.002	0.3125	0.35	25.99	10.3125	1002.56	0.338	0.35	Vérifiée
C22	961.09	2.32	0.002	0.3125	0.35	25.2	10.3125	996.61	0.345	0.35	Vérifiée
C23	797.29	11.61	0.015	0.2875	0.3	19.12	10.3125	826.73	0.329	0.35	Vérifiée
C24	419.68	9.25	0.022	0.1625	0.2	6.6	10.3125	436.59	0.318	0.35	Vérifiée
C25	664.16	225.76	0.339	0.2375	0.3	15.75	10.3125	690.23	0.226	0.35	Vérifiée
C34	671.65	227.03	0.338	0.2375	0.3	15.75	10.3125	697.71	0.229	0.35	Vérifiée



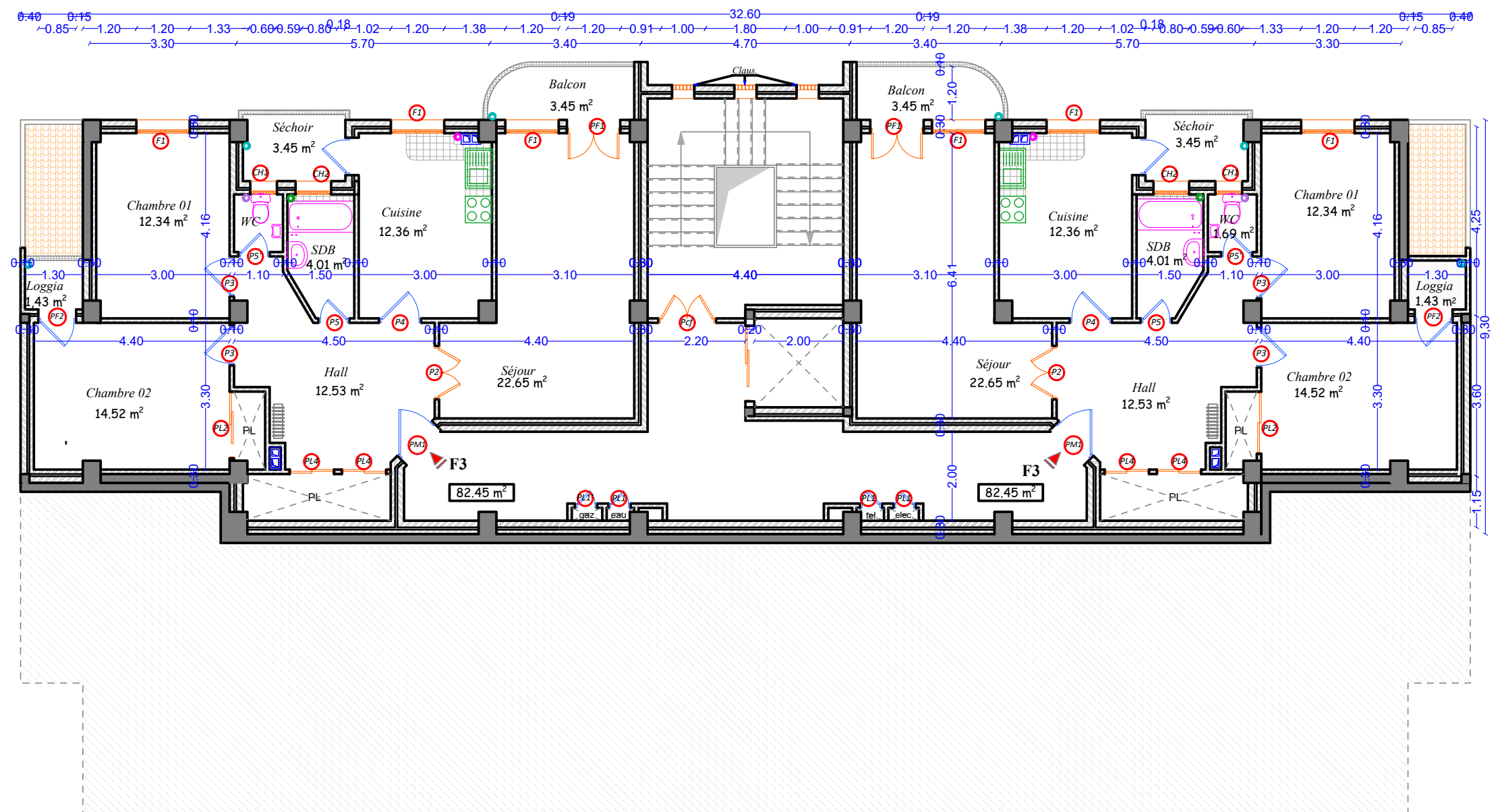




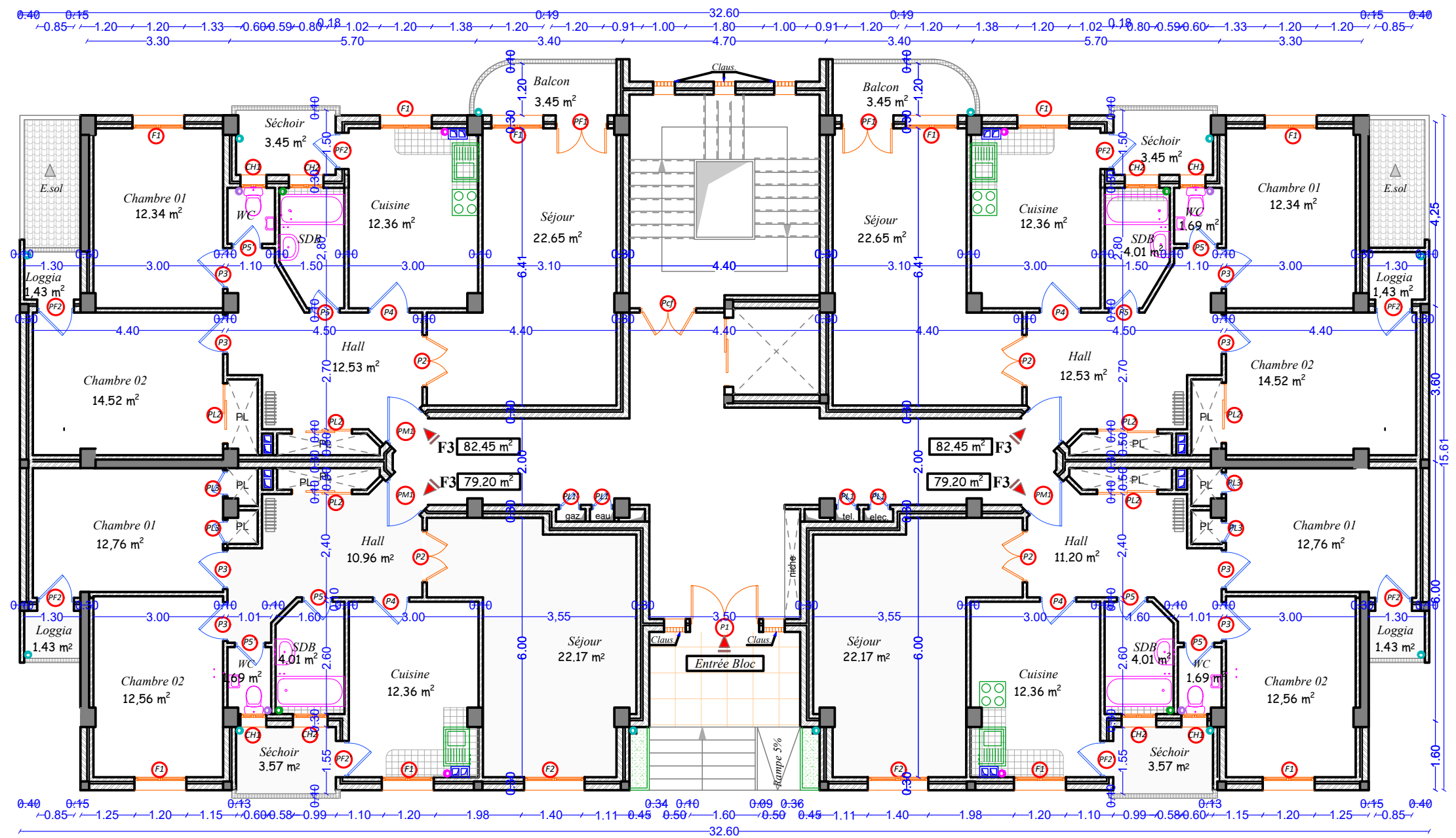
Entre Sol 1



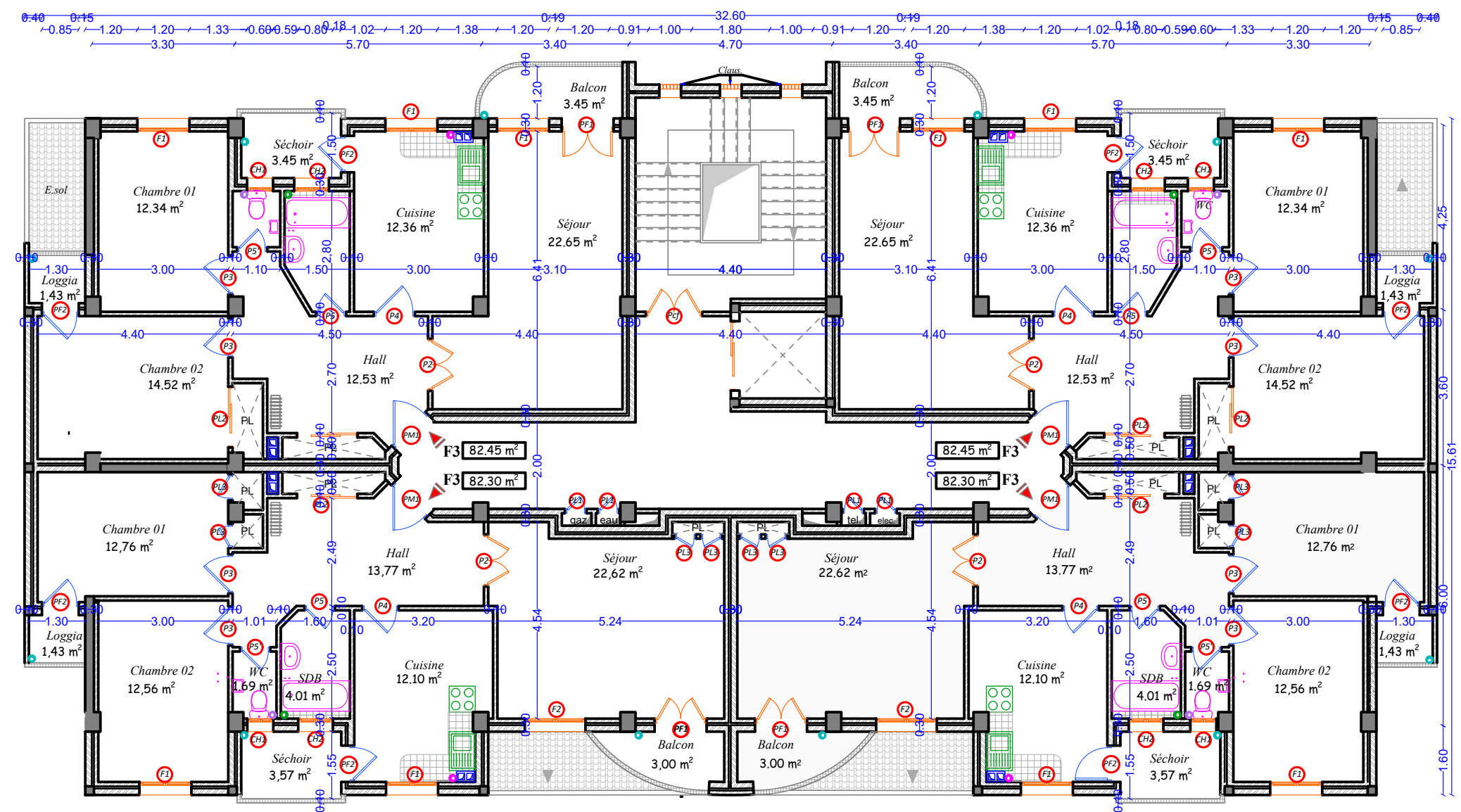
Entre Sol 2



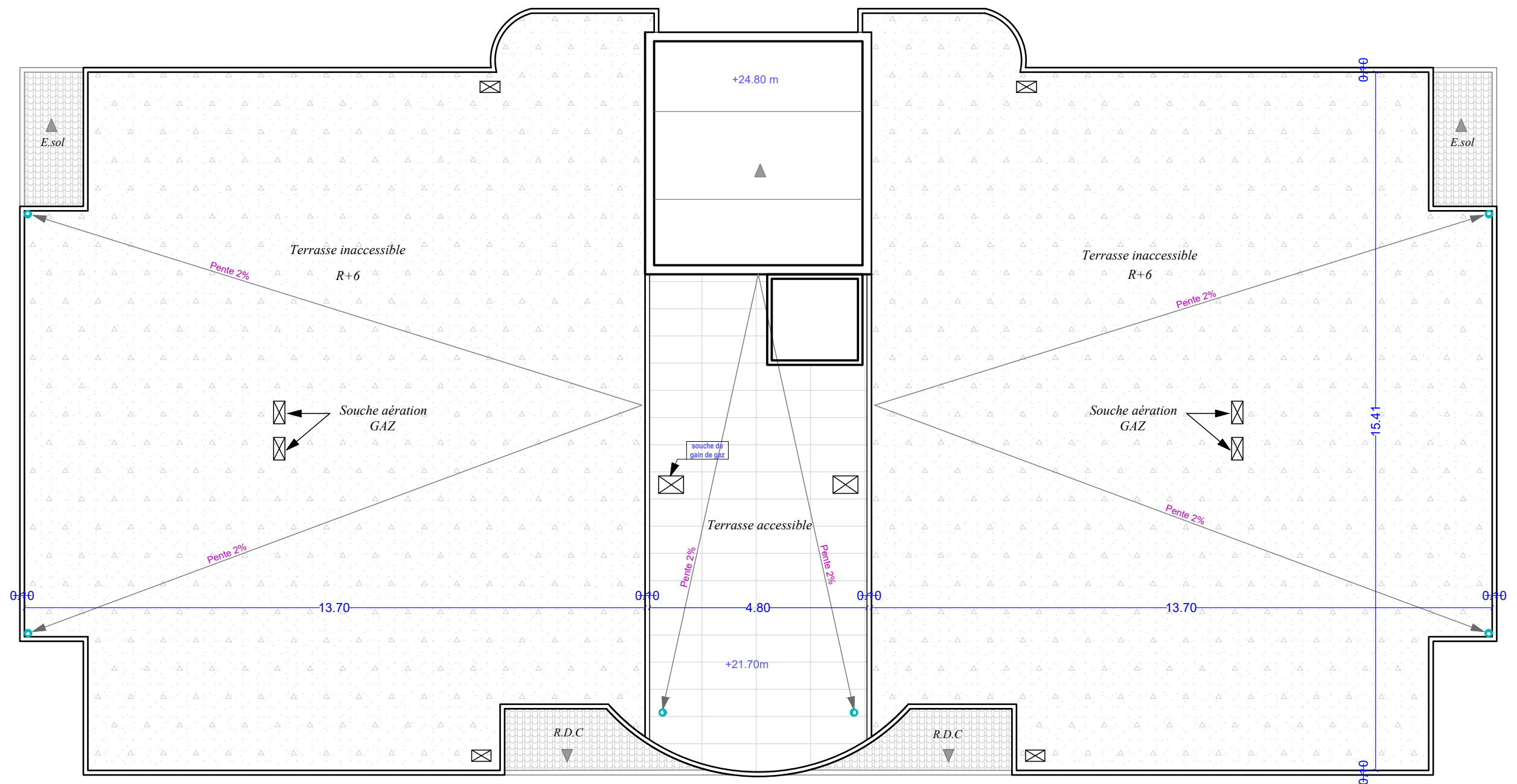
Entre Sol 3&4



RDC



Etages Courants



Toiture

10. CONCLUSIONS :

Le site réservé à la réalisation des 150 logements L.P.P est situé à Ibourassen, commune d'Oued Ghir, wilaya de Bejaia, au coté Est de la garde communale.

L'investigation « in situ » par sondages carottés, montre que le site est constitué essentiellement par des blocs gréseux fissurés, recouvertes par des argiles graveleuses rougeâtres en surface.

Les analyses chimiques des sols n'ont pas révélé la présence de sulfates, les sols ne sont donc pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y'a lieu d'ancrer soit à 1.50 m de profondeur dans les argiles graveleuses et de prendre une contrainte admissible $Q_a = 2$ bars ; soit dans les blocs gréseux fissurés à partir de 3.0m et de prendre dans ce cas une contrainte admissible de 3.5 bars. Les côtes étant données par rapport au niveau de terrain actuel.

Vu la nature lithologique des sols du site, les tassements seront admissibles.

Eviter d'ancrer les fondations sur les formations d'argile graveleuse et la roche gréseuse à la fois, afin d'éviter d'exposer les blocs constituant le projet au risque de tassement différentiel.

Un talus sera créé dans la partie amont du terrain, un soutènement de ce talus est vivement recommandé. Le drainage des eaux (de surface et souterrains d'infiltration) est à prendre en compte. Pour le calcul de stabilité de ce mur de soutènement nous vous présentons les caractéristique mécanique des formation rencontrées ; des argiles graveleuse ont ($\gamma_h = 1.8t/m$ $C_u = 0.3$ bar et $15^\circ < \phi_u < 20^\circ$) et les grès ont : ($\gamma_h = 2.2t/m$ $C_u = 2$ bar et $35^\circ < \phi_u < 45^\circ$)

Selon le **DTR- BE 1.2** les formations du site peuvent appartenir aux roches tendres de classe D, et les travaux de terrassements s'effectueront au moyen d'une pelle mécanique puissante, et peuvent nécessiter l'aide d'un brise - roche.

Selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA -2003**) La région de Bejaia est située dans la zone de **moyenne sismicité (ZIIA)**. Il y a lieu d'en tenir compte dans la conception de l'ouvrage.

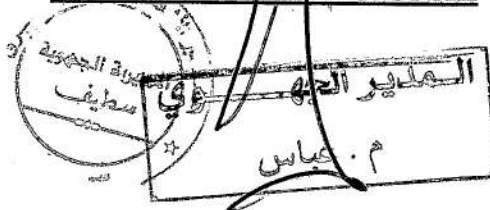
Les formations du site peuvent appartenir au site rocheux de catégorie **S1 (R.P.A - 2003)**.

LE CHARGE D'ETUDE

M^{me} MOUSSAOUI



LE DIRECTEUR REGIONAL



LE CHEF D'ANTENNE

