

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

N°:.....



FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par :

BAALI IKRAM

HAMOUDI IMANE

Intitulé

Analyse technico-économique d'un bâtiment
R+5 en système mixte et en coffrage tunnel

Jury :

- | | | |
|----------------------------|------------|--------------|
| • Ouzendja Djamel | Professeur | Président |
| • Rahmouni Zine El Abidine | Professeur | Encadrant |
| • Hamdaoui Mohamed | Docteur | Co-Encadrant |
| • Hamitouche Amar | MCA | Examineur |

Promotion : 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

✧❧ Remerciements ❧✧

« Le succès est le résultat du travail, de la persévérance et du soutien de ceux qui nous entourent. »

Nous remercions avant tout Allah le Tout-Puissant de nous avoir donné la force et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à nos encadrateurs :

*M. Rahmouni Zine El Abidine
et*

M. Hamdaoui Mohamed

pour leur encadrement, leurs conseils et leur soutien tout au long de ce mémoire.

Nous remercions également les membres du jury :

*M. Ouzenga Djamel
et*

M. Hamitouche Ammar

Nos sincères remerciements à l'ingénieur El Aid Ben Sghir, à M. Baali Mahmoud, ainsi qu'à tous les ingénieurs et cadres du CTC et des bureaux d'études pour leur aide et leurs précieux conseils.

Enfin, nous adressons notre reconnaissance à toutes les personnes

✧ Dédicace ✧

*C'est avec grand plaisir que
je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents,
qui ont été mon soutien et ma
force tout au long de mon
parcours.*

*Sans leur amour, leurs
sacrifices et leurs
encouragements, je n'aurais
jamais pu arriver à ce niveau.
Qu'Allah les protège et leur
accorde santé et longue vie.*

À mes frères et sœurs :

*Abir, Abdelmoumen, Ahmed,
Adem,
pour leur amour et leur
présence.*

À mes chères amies :

*Aïda, Malak, Imane,
vous resterez toujours
gravées dans ma mémoire.*

*À toute la promotion 2026,
merci pour tous les beaux
souvenirs.*

*Merci à toutes les personnes
qui m'ont soutenue de près ou
de loin.*

Tharim



✧ Dédicace ✧

“Celui qui dit : « Je suis de taille à relever le défi », finit par triompher. Et moi, j'en étais capable ; même si la gloire m'avait tourné le dos, je l'aurais conquise de force.”

Le voyage n'a pas été court, et il ne devait pas l'être. Le rêve n'était pas à portée de main, et le chemin n'était pas semé de facilités. Pourtant, je l'ai fait, et j'ai touché au but.

À celui qui a paré mon nom du plus beau des titres...

À celui qui m'a soutenue sans limites et m'a donné sans rien attendre en retour...

À celui qui m'a appris que la vie est un combat dont la science et le savoir sont les armes...

✧ ... Mon Père ... ✧

À celle sous les pieds de qui Dieu a placé le Paradis...

À celle dont le cœur m'a embrassé avant ses mains, et dont les prières ont adouci mes épreuves...

✧ ... Ma Mère ... ✧

À mes chers frères et sœurs,

À mes amis fidèles, compagnons de route et soutiens dans les moments difficiles,

À tous ceux qui m'ont entourée d'affection, d'encouragements et de précieux conseils.

Aujourd'hui, par la grâce d'Allah, j'ai récolté les premiers fruits de mon

Résumé

Cette recherche vise une comparaison technico-économique entre deux systèmes constructifs pour un bâtiment R+5 en zone sismique IV (M'Sila) : le système mixte (portiques+voiles) et le coffrage tunnel. La modélisation sous ETABS v22.7 et l'analyse sismique selon le RPA 2024 montrent que le système mixte est 65% moins coûteux (20 millions DA contre 33 millions DA), tandis que le coffrage tunnel est 30-40% plus rapide et plus rigide (déplacements six fois plus faibles). Le choix du système dépend des priorités : coût pour le mixte, rapidité et qualité pour le tunnel.

Mots clés : RPA 2024, système mixte, coffrage tunnel, comparaison technico-économique, zone sismique IV.

Abstract

This research presents a techno-economic comparison between two structural systems for an R+5 building in seismic zone IV (M'Sila): the mixed system (frames+shear walls) and tunnel formwork. Modeling was performed using ETABS v22.7 and seismic analysis according to RPA 2024. Results show that the mixed system is 65% more economical (20 million DA vs. 33 million DA), while tunnel formwork is 30-40% faster and significantly stiffer (six times smaller displacements). The choice depends on project priorities: cost for the mixed system, speed and quality for tunnel formwork.

Keywords: RPA 2024, mixed system, tunnel formwork, techno-economic comparison, seismic zone IV.

المخلص

يهدف هذا البحث إلى مقارنة تقنية واقتصادية بين نظامين إنشائيين لمبنى R+5 في المنطقة الزلزالية IV (المسيلة): النظام المختلط (هيكل + جدران) ونظام القوالب الأنفاقية. تمت النمذجة باستخدام ETABS v22.7 والتحليل الزلزالي وفق RPA 2024. أظهرت النتائج أن النظام المختلط أوفر بنسبة 65% (20 مليون دج مقابل 33 مليون دج)، بينما النظام الأنفاقي أسرع بنسبة 30-40% وأكثر صلابة مع تشوهات أقل بست مرات. خلصت الدراسة إلى أن اختيار النظام يعتمد على أولويات المشروع: التكلفة للنظام المختلط، والسرعة والجودة للنظام الأنفاقي.

كلمات مفتاحية: RPA 2024، نظام مختلط، قوالب أنفاق، مقارنة تقنية اقتصادية، منطقة زلزالية IV.

Table des matières

Introduction générale.....	2
Chapitre I : Présentation des systèmes constructifs	
I.1 Introduction.....	6
I.2 Généralités sur les structures en béton armé	6
I.2.1. Définition et principe	6
I.2.2. Propriétés mécaniques du béton.....	6
I.2.3. Propriétés mécaniques des aciers	8
I.3 Système mixte.....	10
I.3.1. Les Poteaux.....	10
I.3.2. Les Poutres	11
I.3.3. Les Voiles (Murs en béton armé)	12
I.3.4. Les Planchers à corps creux.....	13
I.3.5. Avantages et inconvénients du système mixte	15
1.4 Système en coffrage tunnel	16
I.4.1. Définition et principe	16
I.4.2. Les éléments constituant le coffrage tunnel	16
I.4.3. Méthode d'exécution.....	19
I.4.4. Règles de calcul et conditions d'application	24
1.5 Comparaison théorique des deux systèmes.....	27
I.6 Conclusion :	28
CHAPITRE II : Présentation des deux variantes structurales adoptées dans le cadre de cette étude	
II.1 Introduction	31
II.2 Étude du bâtiment en système mixte	31
II.2.1 Présentation de l'ouvrage	31
II.2.2 Présentation architecturale	31
II.2.3 Caractéristiques géométriques.....	32
II.3 Étude du bâtiment en coffrage tunnel	36
II.3.1 Présentation de l'ouvrage	36
II.3.2 Présentation architecturale	36
II.3.3 Caractéristiques géométriques.....	36

II.4 Données techniques	41
II.4.1 Données du sol	41
II.4.2 Zone sismique	41
II.4.3 Charges appliquées	41
II.5 Hypothèses de calcul et normes utilisées	42
II.5.1 Hypothèses de calcul	42
II.6 Conclusion.....	42

Chapitre III : Étude du bâtiment en système mixte

III.1 Introduction.....	44
III.2 Modélisation de la structure	44
III.2.1 Choix du modèle structural	44
III.2.2 Paramètres de calcul.....	44
III.2.3 Logiciel utilisé	45
III.2.4 Paramètres géométrique	46
III.2.5 Combinaisons de charges	46
III.3 Descente de charges	47
III.3.1 Plancher terrasse inaccessible en corps creux :	47
III.3.2 Plancher étage courant en corps creux :.....	48
III.3.3 Mur Extérieur :	50
III.3.4 Balcon de terrasse (inaccessible) :	50
III.3.5 Balcon d'étage (accessible) :	51
III.4 Étude des éléments principaux	52
III.4.2 Pré-dimensionnement des Poutres	55
III.4.2.1 Poutres Principales	55
III.4.2.2 Poutres secondaires (chaînage).....	55
III.4.3 Pré-dimensionnement des Voiles	56
III.4.4 Pré-dimensionnement des Planchers	58
III.5 Etude des éléments secondaires	60
III.5.1 Etude d'escalier.....	60
III.5.1.1 Définition et Terminologie.....	60
III.5.1.2 Pré-dimensionnement des escaliers :	61
III.5.1.3 Descente de charges	63

III.5.1.3 Ferrailage de l'escalier	65
III.5.2 Etude de l'acrotère.....	68
III.5.2.1 Définition et Terminologie.....	69
III.5.2.2 Pré-dimensionnement des l'acrotère.....	69
III.6 Analyse dynamique (Étude sismique)	74
III.6.1 Méthode d'analyse adoptée.....	74
III.6.2 Paramètres sismiques de base.....	74
III.6.3 Méthode statique équivalente III.6.3.1 Spectre de réponse de calcul	77
III.6.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :	79
III.6.3.1 Calcul de la force sismique totale	82
III.6.4 Vérification de comportement dynamique	82
III.6.5 Répartition des efforts sismiques entre poteaux et voiles	86
III.6.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	87
III.7 calcul des éléments principaux	93
III.7.1 ferrailage d'un poteau (40×40 cm).....	93
III.7.1.1 données de base	93
III.7.1.2 efforts appliqués.....	94
III.7.1.3 ferrailage longitudinal.....	97
III.7.1.4 ferrailage transversal (cadres) – RPA 2024	99
III.7.1.5 vérifications réglementaires complémentaires	101
III.7.1.6 synthèse – ferrailage retenu	101
III.7.2 ferrailage d'une poutre (30×40 cm)	102
III.7.2.1 données de base.....	102
III.7.2.2 moments appliqués (issus de l'analyse)	104
III.7.2.3 ferrailage longitudinal.....	105
III.7.2.4 ferrailage transversal (cadres).....	107
III.7.2.5 vérifications réglementaires complémentaires	109
III.7.2.6 synthèse – ferrailage retenu	110
III.7.3 ferrailage d'une poutre (30×35 cm)	110
III.7.3.1 données de base	110
III.7.3.2 moments appliqués (issus de l'analyse)	112
III.7.3.3 ferrailage longitudinal.....	113

III.7.3.4 ferrailage transversal (cadres) – RPA 2024	115
III.7.3.5 vérifications réglementaires complémentaires	117
III.7.3.6 synthèse – ferrailage retenu	118
III.7.4 ferrailage d'un voile (shear wall).....	119
III.7.4.1 données de base	119
III.7.4.2 efforts appliqués.....	120
III.7.4.3 enveloppes de calcul (RPA 2024)	120
III.7.4.4 errailage de la zone critique.....	122
III.7.4.5 ferrailage de la zone supérieureAu-delà de la zone critique ($h > 2,61$ m), les armatures sont réduites.....	124
III.7.4.6 vérification de l'effort tranchant.....	124
III.7.4.7 conditions de ductilité locale (RPA 2024).....	125
III.7.4.8 récapitulatif – ferrailage retenu	125
III.8 etude des fondations :	126
III.8.1 Synthèse des caractéristiques géotechniques	126
III.8.2 Choix du type de fondation.....	126
III.8.2.1 Principe général	126
III.8.2.2 Vérification des semelles isolées	127
III.8.2.3 Vérification des semelles filantes.....	127
III.8.3 Calcul des semelles filantes	128
III.8.3.1 Largeur de la semelle.....	128
III.8.3.2 Hauteur de la semelle (condition de cisaillement)	128
III.8.3.3 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)	129
III.8.3.4 Vérification de l'excentricité sous charges sismiques (RPA 2024)	130
III.8.4 Protection contre les sulfates	130
III.8.5 Dispositions parasismiques (RPA 2024 – zone IV, site S3)	131
III.8.6 Conclusion et recommandations finales	132
III.9 Métré (Quantités béton, acier et coffrage)	133
III.9.1 Quantité de béton.....	133
III.9.2 Quantité d'acier	136
III.9.3 Surface de coffrage	137
III.9.4 Tableau récapitulatif.....	138

III.10 Conclusion	138
Chapitre IV : Étude du bâtiment en coffrage tunnel	
IV.1 Introduction	141
IV.2 Modélisation de la structure	141
IV.2.1 Choix du modèle structural	141
IV.2.2 Hypothèses de modélisation	142
IV.2.3 Logiciel utilisé	143
IV.2.4 Modélisation géométrique	144
IV.2.5 Combinaisons de charges	144
IV.3 Descente de charges	144
IV.3.1 Plancher courant	145
IV.3.2 Plancher terrasse inaccessible	146
$q_{ser} = 7,21 + 1 = 8,21 \text{ kN/m}^2$ IV.3.3 Charges linéaires	146
IV.3.4 Balcon d'étage (accessible)	147
$q_{ser} = 5,83 + 3,5 = 9,33 \text{ kN/m}$ IV.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux ..	147
IV.4.1 Pré-dimensionnement des planchers (dalles pleines)	147
IV.4.2 Pré-dimensionnement des voiles	148
IV.5 Étude des éléments secondaires	150
IV.5.1 Étude de l'escalier	150
IV.5.1.1 Définition et terminologie	150
IV.5.1.2 Prédimensionnement de l'escalier	151
IV.5.2 Descente de charges (escalier)	153
IV.5.3 Ferrailage de l'escalier	154
IV.5.4 Étude de l'acrotère	156
IV.5.4.1 Définition et terminologie	156
IV.5.4.2 Prédimensionnement de l'acrotère	157
IV.6 Analyse dynamique (étude sismique)	159
IV.6.1 Méthode d'analyse adoptée	159
IV.6.2 Paramètres sismiques de base	159
IV.6.3 Méthode statique équivalente	161
IV.6.3.1 Spectre de réponse de calcul (RPA 2024 art. 3.3.3)	161
IV.6.3.2 Calcul de la force sismique totale (art. 4.2.3)	162

IV.6.3.3 Vérification de la résultante sismique (art. 4.2.4).....	163
IV.6.4 Vérification du comportement dynamique	164
IV.6.6 Vérification de la stabilité au renversement	168
IV.6.7 Vérification de la résistance des planchers (article 5.6).....	168
IV.6.8 Vérification de l'effet P- Δ (2e ordre).....	169
IV.6.9 Vérification des déplacements inter-étages	170
IV.7 calcul des éléments principaux.....	171
IV.7.1 Ferrailage des dalles.....	171
IV.7.2 Ferrailage des voiles (RPA 2024) – Synthèse de deux types	175
IV.7.2.1 Type XX1	175
IV.7.2.2 Type YY1	178
IV.8 etude des fondations :.....	182
IV.8.1 Choix du type de fondation.....	182
IV.8.2 Pré-dimensionnement du radier	182
IV.8.2.1 Hauteur du radier	182
IV.8.2.2 Caractéristiques géométriques	182
IV.8.2.3 Surface nécessaire.....	182
IV.8.2.4 Vérification des contraintes	183
IV.8.2.5 Condition de rigidité (DTR BC 2.33).....	183
IV.8.2.6 Condition de non-cisaillement	184
IV.8.2.7 Condition de non-poinçonnement.....	184
IV.8.2.8 Débord	184
IV.8.3 Ferrailage du radier	184
IV.9 Métré (quantités béton, acier et coffrage)	186
IV.9.1 Quantité de béton	187
IV.9.2 Quantité d'acier	187
IV.10.3 Surface de coffrage	187
IV.9.4 Tableau récapitulatif	188
IV.10 Conclusion	188
(Chapitre V : Comparaison technico-économique	
V.1 Introduction	190
V.2 Comparaison technique.....	190

V.2.1 Stabilité et rigidité	190
V.2.2 Comportement sismique (RPA 2024)	191
V.2.3 Déplacements inter-étages	191
V.3 Comparaison des quantités de matériaux	192
V.3.1 Volumes de béton (m³)	192
V.3.2 Poids d'acier (kg)	192
V.3.3 Surface de coffrage (m²)	193
V.4 Estimation des coûts	193
V.4.1 Prix unitaires moyens (marché algérien – 2025)	193
V.4.2 Coût global par système	193
V.4.3 Coût par mètre carré de plancher	194
V.5 Comparaison des délais d'exécution	194
V.6 Synthèse comparative	194
V.7 Conclusion	195
Conclusion générale	197
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	198

Liste des figures

Chapitre I : Présentation des systèmes constructifs

Figure I.1 : Diagramme parabole-rectangle à l'ELU (BAEL 91)	8
Figure I.2 : Diagramme linéaire à l'ELS	8
Figure I.3 : Diagramme élasto-plastique parfait à l'ELU	9
Figure I.4 : Schéma du système banche métallique	16
Figure I.5 : Les éléments comprimés dans un Demi-tunnel	17
Figure I.6 : Panneau vertical	18
Figure I.7 : Étai incliné (contrefiche)	18
Figure I.8 : Vérin à vis et roue de déplacement	19
Figure I.9 : 1ère étape -- Coulage des talonnettes	19
Figure I.10 : 2ème étape -- Ferrailage des voiles	20
Figure I.11 : 3ème étape -- Mise en place des demi-coquilles	20
Figure I.12 : 4ème étape -- Réglage de la chambre de coffrage	21
Figure I.13 : 5ème étape -- Solidarisation des demi-coquilles	21
Figure I.14 : 6ème étape -- Mise en place des demi-coquilles successives	22
Figure I.15 : 7ème étape -- Coulage du béton	22
Figure I.16 : 8ème étape -- Opération de décoffrage	23
Figure I.17 : Vue générale du projet en cours de construction (M'Sila)	23

Chapitre II : Présentation des deux variantes structurales

Figure II.1 : Plan RDC (système mixte)	32
Figure II.2 : Plan étage courant (système mixte)	33
Figure II.3 : Plan de terrasse (système mixte)	33
Figure II.4 : Coupe verticale (système mixte)	34
Figure II.5 : Façade principale R+5 (système mixte)	35
Figure II.6 : Plan RDC (coffrage tunnel)	37
Figure II.7 : Plan étage courant (coffrage tunnel)	38

Figure II.8 : Plan de terrasse (coffrage tunnel)	38
Figure II.9 : Coupe verticale (coffrage tunnel)	39
Figure II.10 : Façade principale C+5 (coffrage tunnel)	40

Chapitre III : Étude du bâtiment en système mixte

Figure III.1 : Modélisation 3D de la structure (portiques + voiles) sous ETABS v22.7	45
Figure III.2 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux	47
Figure III.3 : Distribution des charges G et Q sur les planchers (ETABS)	48
Figure III.4 : Coupe plancher étage courant	49
Figure III.5 : Paramètres de l'analyse modale et répartition des charges Q (ETABS)	49
Figure III.6 : Mur extérieur (composition)	50
Figure III.7 : Schéma du balcon	51
Figure III.8 : Coffrage des poteaux	52
Figure III.9 : Épaisseur minimum des voiles (RPA 2024)	56
Figure III.10 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres	57
Figure III.11 : Coupe verticale du plancher à corps creux	58
Figure III.12 : Schéma d'escalier	60
Figure III.13 : Vue en plan de l'escalier	61
Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier	61
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier	68
Figure III.16 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère	69
Figure III.17 : Section d'acrotère à ferrailler	71
Figure III.18 : Schéma du ferrailage d'acrotère	73
Figure III.19 : Forme du spectre de réponse (RPA 2024)	78
Figure III.20 : Mode 1 : Translation suivant Y	84
Figure III.21 : Mode 2 : Translation suivant X	84
Figure III.22 : Mode 3 : Torsion	84
Figure III.23 : Répartition de l'effort tranchant entre voiles et portiques	85
Figure III.24 : L'effet P- Δ	90

Figure III.25 : Résultats initiaux du poteau (EXPERT BA)	94
Figure III.26 : Résultats finaux du poteau (EXPERT BA)	95
Figure III.27 : Vérification à l'ELS du poteau	95
Figure III.28 : Schéma de ferrailage des poteaux 40x40 cm	98
Figure III.29 : Paramètres généraux du logiciel EXPERT BA (poutre)	101
Figure III.30 : Moments appliqués (poutre 30x40)	103
Figure III.31 : Résultats finaux (poutre 30x40)	104
Figure III.32 : Vérifications (cisaillement, bielle) poutre 30x40	107
Figure III.33 : Vérification ELS (contraintes) poutre 30x40	107
Figure III.34 : Paramètres généraux EXPERT BA (poutre 30x35)	109
Figure III.35 : Moments appliqués (poutre 30x35)	111
Figure III.36 : Résultats finaux (poutre 30x35)	112
Figure III.37 : Vérifications (cisaillement, bielle) poutre 30x35	115
Figure III.38 : Vérification ELS (contraintes) poutre 30x35	116
Figure III.39 : Zone critique à la base du voile (RPA 2024)	118
Figure III.40 : Enveloppes de calcul des moments et efforts tranchants (voile)	119
Figure III.41 : Exemple d'enveloppes de calcul des moments (voile)	119
Figure III.42 : Résultats des éléments de rive (voile)	120
Figure III.43 : Diagramme de l'effort tranchant amplifié (voile)	121
Figure III.44 : Schéma d'une semelle isolée	125

Chapitre IV : Étude du bâtiment en coffrage tunnel

Figure IV.1 : Modélisation 3D de la structure (dalle pleine + voiles) sous ETABS v22.7	140
Figure IV.2 : Coupe transversale d'un mur extérieur (coffrage tunnel)	143
Figure IV.3 : Coupe de voile en élévation	146
Figure IV.4 : Coupe de voile en plan	146
Figure IV.5 : Schéma des éléments constitutifs d'un escalier	148
Figure IV.6 : Vue en plan de l'escalier	148
Figure IV.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier	153

Figure IV.8 : Prédimensionnement de l'acrotère	153
Figure IV.9 : Section à ferrailer (acrotère)	155
Figure IV.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	156
Figure IV.11 : Forme du spectre de réponse (RPA 2024)	159
Figure IV.12 : Mode 1 : Translation suivant Y (coffrage tunnel)	163
Figure IV.13 : Mode 2 : Translation suivant X (coffrage tunnel)	163
Figure IV.14 : Mode 3 : Torsion (coffrage tunnel)	163
Figure IV.15 : Répartition de l'effort tranchant (100% voiles)	164
Figure IV.16 : Schéma de l'effet $P-\Delta$	166
Figure IV.17 : Enveloppe de calcul des moments (voile XX1)	175
Figure IV.18 : Amplification de l'effort tranchant (voile XX1)	173
Figure IV.19 : Diagramme de l'effort tranchant (analytique vs amplifié)	176
Figure IV.20 : Diagramme des moments fléchissants M11 (ELU) -- Vue 3D	178
Figure IV.21 : Diagramme des moments fléchissants M22 (ELU) -- Vue 3D	179
Figure IV.22 : Diagramme des moments de torsion M12 (ELU) -- Vue 3D	179
Figure IV.23 : Schéma démonstratif du radier	181
Figure IV.24 : Diagramme des moments fléchissants M22 (ELU) – Vue en plan ($Z = 0$)	182
Figure IV.25 : Diagramme des moments fléchissants M22 (ELS) – Vue en plan ($Z = 0$ m).....	182

Chapitre V : Comparaison technico-économique

Aucune figure dans ce chapitre

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation des systèmes constructifs

Tableau I.1 : Poids propres des planchers à corps creux selon DTR BC 2.2	15
Tableau I.2 : Comparaison théorique des deux systèmes	27

Chapitre II : Présentation des deux variantes structurales

Aucun tableau dans ce chapitre.

Chapitre III : Étude du bâtiment en système mixte

Tableau III.1 : Charge et surcharge du plancher terrasse (corps creux)	47
Tableau III.2 : Charge et surcharge des étages courants	48
Tableau III.3 : Charge et surcharge des murs extérieurs	50
Tableau III.4 : Évaluation des charges -- Balcon de terrasse (inaccessible)	50
Tableau III.5 : Évaluation des charges -- Balcon d'étage courant (accessible)	51
Tableau III.6 : Dimensions des poteaux par niveau	55
Tableau III.7 : Dimensions des poutres principales	55
Tableau III.8 : Dimensions des poutres secondaires (chaînage)	56
Tableau III.9 : Récapitulatif des dimensions des voiles de contreventement	57
Tableau III.10 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques des poutrelles	59
Tableau III.11 : Évaluation des charges -- Paillasse (volée d'escalier)	63
Tableau III.12 : Évaluation des charges -- Palier de repos	64
Tableau III.13 : Coefficient d'accélération de zone (A) selon RPA 2024	74
Tableau III.14 : Coefficient d'importance (I) selon RPA 2024	75
Tableau III.15 : Paramètres du spectre de réponse -- Catégorie de site S3 (Type 02)	75
Tableau III.16 : Calcul du facteur de qualité QF (catégorie a) selon RPA 2024	76
Tableau III.17 : Valeur de la période (T0)	80
Tableau III.18 : Vérification de la résultante sismique	81
Tableau III.19 : Périodes et facteurs de participation massique modale	82
Tableau III.20 : Efforts tranchants dynamiques par niveau (analyse modale spectrale)	83
Tableau III.21 : Justification du coefficient de comportement R	85

Tableau III.22 : Distribution verticale des efforts tranchants et des déplacements inter-étages
87

Tableau III.23 : Paramètres géométriques et massiques	87
Tableau III.24 : Vérification du moment de renversement et de stabilité	88
Tableau III.25 : Poids et efforts totaux par niveau	89
Tableau III.26 : Forces sismiques concentrées (Fpk) et vérification	89
Tableau III.27 : Caractéristiques des niveaux (poids, hauteur, efforts)	90
Tableau III.28 : Déplacements et coefficients θ	90
Tableau III.29 : Déformations élastiques par niveau	91
Tableau III.30 : Déplacements relatifs finaux et vérification	91
Tableau III.31 : Caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier	92
Tableau III.32 : Récapitulatif des efforts N et M (ELU, ELS, ELA)	93
Tableau III.33 : Efforts tranchants ultimes (ELU) selon les directions Y-Y et Z-Z	94
Tableau III.34 : Efforts maximaux (ELU, ELS, ELA)	98
Tableau III.35 : Espacement des armatures transversales (cadres) dans les poteaux	99
Tableau III.36 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux	100
Tableau III.37 : Caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier)	101
Tableau III.38 : Moments extrêmes (ELU, ELS, ELA)	102
Tableau III.39 : Moments fléchissants limites (ELU, ELS, ELA)	104
Tableau III.40 : Ferrailage des poutres (lit inférieur et supérieur)	105
Tableau III.41 : Espacement des cadres dans les poutres	105
Tableau III.42 : Récapitulatif du ferrailage des poutres (30x40)	108
Tableau III.43 : Caractéristiques mécaniques des matériaux (poutre 30x35)	109
Tableau III.44 : Moments fléchissants (ELU, ELS, ELA) pour poutre 30x35	110
Tableau III.45 : Moments fléchissants limites (ELU, ELS, ELA)	112
Tableau III.46 : Ferrailage des poutres 30x35 (lit inférieur et supérieur)	113
Tableau III.47 : Espacement des cadres (zone nodale et courante)	114
Tableau III.48 : Récapitulatif du ferrailage des poutres 30x35	116

Tableau III.49 : Caractéristiques générales des voiles (RPA 2024)	117
Tableau III.50 : Efforts internes du voile par niveau	118
Tableau III.51 : Caractéristiques de l'élément de rive	120
Tableau III.52 : Récapitulatif du ferrailage du voile	123
Tableau III.53 : Caractéristiques géotechniques du sol d'assise	124
Tableau III.54 : Prescriptions de durabilité pour la classe d'exposition XA2 (sulfates)	129
Tableau III.55 : Prescriptions générales pour les fondations	130
Tableau III.56 : Ratios d'acier par élément	134
Tableau III.57 : Métré des matériaux (système mixte)	136

Chapitre IV : Étude du bâtiment en coffrage tunnel

Tableau IV.1 : Charge et surcharge des étages courants (dalle pleine)	142
Tableau IV.2 : Charge et surcharge du plancher terrasse (dalle pleine)	143
Tableau IV.3 : Charges linéaires des murs	143
Tableau IV.4 : Charge et surcharge du balcon d'étage (dalle pleine)	144
Tableau IV.5 : Épaisseur de la dalle pleine	145
Tableau IV.6 : Épaisseur des voiles (coffrage tunnel)	147
Tableau IV.7 : Évaluation des charges -- Paillasse (escalier)	150
Tableau IV.8 : Évaluation des charges -- Palier de repos (escalier)	150
Tableau IV.9 : Coefficient d'accélération de zone (A) selon RPA 2024	156
Tableau IV.10 : Coefficient d'importance (I) selon RPA 2024	157
Tableau IV.11 : Paramètres du spectre de réponse -- Catégorie de site S3 (Type 02)	157
Tableau IV.12 : Calcul du facteur de qualité QF (catégorie a) selon RPA 2024	158
Tableau IV.13 : Vérification de la résultante sismique (coffrage tunnel)	160
Tableau IV.14 : Efforts tranchants, moments et poids par niveau	161
Tableau IV.15 : Masses participantes modales et périodes propres	162
Tableau IV.16 : Répartition des efforts sismiques (voiles 100%)	164
Tableau IV.17 : Distribution verticale des efforts tranchants (coffrage tunnel)	165
Tableau IV.18 : Vérification du moment de renversement (coffrage tunnel)	165

Tableau IV.19 : Forces sismiques concentrées F_{pk} (coffrage tunnel)	166
Tableau IV.20 : Poids et efforts totaux par niveau (coffrage tunnel)	166
Tableau IV.21 : Caractéristiques des niveaux (poids, hauteur, efforts)	167
Tableau IV.22 : Déplacements et coefficients θ (coffrage tunnel)	167
Tableau IV.23 : Déformations élastiques par niveau (coffrage tunnel)	168
Tableau IV.24 : Déplacements relatifs finaux (coffrage tunnel)	168
Tableau IV.25 : Données de base (ferraillage des dalles)	168
Tableau IV.26 : Section de la dalle (géométrie)	169
Tableau IV.27 : Première série de moments (dalles)	169
Tableau IV.28 : Deuxième série de moments (dalles)	169
Tableau IV.29 : Sections d'acier théoriques (dalles)	170
Tableau IV.30 : Moments limites de la section (dalles)	170
Tableau IV.31 : Analyse à l'ELU (dalles)	170
Tableau IV.32 : Analyse à l'ELS (dalles)	171
Tableau IV.33 : Analyse à l'ELA (dalles)	171
Tableau IV.34 : Récapitulatif du ferraillage des dalles	172
Tableau IV.35 : Caractéristiques du voile XX1	172
Tableau IV.36 : Distribution des efforts internes (voile XX1)	173
Tableau IV.37 : Éléments de rive (voile XX1)	174
Tableau IV.38 : Armatures de l'âme (voile XX1)	174
Tableau IV.39 : Dimensionnement des linteaux (exemple)	175
Tableau IV.40 : Caractéristiques du voile YY1	175
Tableau IV.41 : Distribution des efforts internes (voile YY1)	176
Tableau IV.42 : Éléments de rive (voile YY1)	177
Tableau IV.43 : Synthèse des armatures (voile XX1)	177
Tableau IV.44 : Synthèse des armatures (voile YY1)	178
Tableau IV.45 : Réactions à la base (radier)	180
Tableau IV.46 : Vérification des contraintes sous radier	190

Tableau IV.47 : Caractéristiques des matériaux (radier)	182
Tableau IV.48 : Ratios d'acier (coffrage tunnel)	183
Tableau IV.49 : Récapitulatif des quantités (coffrage tunnel)	184

Chapitre V : Comparaison technico-économique

Tableau V.1 : Comparaison de la stabilité et de la rigidité	187
Tableau V.2 : Comparaison des paramètres sismiques	188
Tableau V.3 : Comparaison des déplacements relatifs finaux	188
Tableau V.4 : Comparaison des volumes de béton (m ³)	189
Tableau V.5 : Comparaison du poids d'acier (kg)	189
Tableau V.6 : Comparaison de la surface de coffrage (m ²)	190
Tableau V.7 : Prix unitaires des matériaux (estimation 2025)	190
Tableau V.8 : Estimation du coût total par système	190
Tableau V.9 : Comparaison des délais d'exécution	191
Tableau V.10 : Synthèse globale des avantages par système	

Liste des notations et symboles

1. Abréviations générales

E.L.S. : État Limite De Service

E.L.U. : État Limite Ultime

E.L.A. : État Limite Accidentel (séisme)

RPA 2024 : Règles Parasismiques Algériennes 2024

BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites

CBA 93 : Règles de conception et calcul des structures en béton armé

DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire - Charges permanentes et surcharges d'exploitation

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Charges sismiques

2. Caractéristiques des matériaux

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

f_{bu} : Contrainte limite de compression du béton à l'ELU

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton à l'ELS

σ_s : Contrainte de traction de l'acier

E_{i28} : Module d'élasticité instantané du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

ν : Coefficient de Poisson

3. Symboles géométriques et analytiques

A_s : Section d'acier tendu (armatures longitudinales)

A'_s : Section d'acier comprimé
 A_t : Section d'un cours d'armatures transversales (cadres)
 $A_{\min}$: Section d'acier minimale (non-fragilité)
 b, h : Largeur et hauteur d'une section
 b_w : Épaisseur du voile
 l_w : Longueur du voile
 h_e : Hauteur libre d'étage
 d : Hauteur utile de la section
 e : Excentricité
 L_f : Longueur de flambement
 λ : Élancement géométrique
 θ_k : Coefficient de stabilité (effet P- Δ)
 τ_u : Contrainte tangentielle conventionnelle (cisaillement)
 M_u : Moment fléchissant à l'ELU
 M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS
 N_u : Effort normal à l'ELU
 V_u : Effort tranchant à l'ELU
 δ_{ek} : Déplacement élastique horizontal
 μ : Moment réduit
 ϕ_t : Diamètre des armatures transversales (cadres)
 ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

Introduction générale

Introduction générale

Le béton armé constitue aujourd'hui l'un des matériaux les plus utilisés dans le domaine de la construction grâce à ses performances mécaniques, sa durabilité et sa capacité à répondre aux exigences des ouvrages modernes. Son utilisation s'est largement développée dans la réalisation des bâtiments d'habitation, des ouvrages publics et des infrastructures, notamment dans les zones soumises à des sollicitations importantes telles que les actions sismiques. Cependant, la sécurité et l'efficacité d'une structure ne dépendent pas uniquement des matériaux utilisés, mais également du système structural adopté lors de sa conception.

L'Algérie est située dans une région caractérisée par une activité sismique notable. Plusieurs séismes ayant affecté différentes régions du pays ont démontré l'importance de concevoir des structures capables de résister efficacement aux actions dynamiques afin de limiter les dommages matériels et humains. Dans ce contexte, le respect des prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) est devenu indispensable pour assurer la stabilité et la sécurité des constructions.

Le choix du système constructif représente ainsi une étape essentielle dans tout projet de bâtiment. Ce choix influence directement le comportement de la structure face aux charges verticales et horizontales, sa rigidité, sa stabilité, sa consommation en matériaux ainsi que son coût de réalisation et son délai d'exécution. Pour cette raison, plusieurs systèmes structuraux sont utilisés dans la pratique afin de répondre aux différentes contraintes techniques, économiques et architecturales.

Parmi les systèmes les plus répandus dans les bâtiments en béton armé figurent le système mixte et le système en coffrage tunnel. Le système mixte associe les portiques et les voiles en béton armé afin d'assurer la reprise des charges gravitaires et des efforts horizontaux. Cette solution est largement utilisée grâce à sa flexibilité architecturale et à ses performances structurales satisfaisantes dans les zones sismiques.

Le système en coffrage tunnel repose quant à lui sur une structure monolithique composée principalement de voiles porteurs et de dalles pleines coulées simultanément à l'aide de coffrages métalliques spécifiques. Cette méthode de construction permet une exécution rapide, une meilleure qualité de réalisation ainsi qu'une rigidité importante de la structure. Elle est particulièrement adaptée aux programmes de logements collectifs nécessitant une cadence élevée de production.

Bien que ces deux systèmes soient largement utilisés dans le domaine du bâtiment, leurs caractéristiques et leurs performances diffèrent selon plusieurs critères. Le système mixte offre généralement une plus grande liberté architecturale, tandis que le système en coffrage tunnel se distingue par sa rigidité et sa rapidité d'exécution. Par conséquent, une analyse comparative approfondie est nécessaire afin d'évaluer leurs avantages et leurs limites et de déterminer les conditions les plus favorables à leur utilisation.

Le présent mémoire s'inscrit dans cette perspective et porte sur l'étude comparative de deux bâtiments d'habitation collective de type R+5 implantés dans la wilaya de M'Sila, classée en zone sismique IV selon le RPA 2024. La première variante est conçue selon un système mixte associant portiques et voiles en béton armé, tandis que la seconde est réalisée selon le procédé du coffrage tunnel.

L'objectif principal de cette étude est d'effectuer une comparaison technico-économique entre ces deux systèmes constructifs. Cette comparaison vise à évaluer leur comportement structural sous l'effet des actions statiques et sismiques, leur niveau de rigidité et de stabilité, ainsi que leur consommation en matériaux et leurs coûts de réalisation. L'étude cherche également à mettre en évidence les particularités de chaque système afin d'orienter le choix des concepteurs vers la solution la plus adaptée aux exigences du projet.

Pour atteindre cet objectif, une démarche méthodologique a été adoptée. Elle comprend la définition des caractéristiques géométriques et techniques des bâtiments étudiés, l'évaluation des différentes charges appliquées à la structure, le pré-dimensionnement des éléments porteurs ainsi que la modélisation numérique des deux variantes. Les analyses effectuées permettent d'évaluer leur comportement global conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur.

Par ailleurs, un dimensionnement des principaux éléments structuraux est réalisé selon les règlements applicables afin de vérifier leur sécurité et leur stabilité. Une étude quantitative des matériaux nécessaires à chaque variante est également effectuée dans le but d'établir une comparaison économique fondée sur les quantités de béton, d'acier et de coffrage utilisées.

Les résultats obtenus font ensuite l'objet d'une analyse comparative permettant de dégager les avantages et les limites de chaque système du point de vue structural, constructif et économique. Cette étude constitue ainsi une contribution à l'évaluation des systèmes constructifs en béton armé et à l'aide au choix des solutions les plus adaptées aux bâtiments réalisés en zone sismique.

Le présent mémoire est organisé en cinq chapitres. Le premier chapitre présente les généralités relatives aux systèmes constructifs étudiés. Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques générales des bâtiments et des données du projet. Les troisième et quatrième chapitres traitent respectivement de l'étude détaillée du système mixte et du système en coffrage tunnel. Enfin, le cinquième chapitre présente une comparaison technico-économique des résultats obtenus avant de conclure sur les principaux enseignements tirés de cette étude.

CHAPITRE I :
Présentation des systèmes
constructifs

I.1 Introduction

Le choix du système constructif constitue une étape déterminante dans la conception des bâtiments, tant sur le plan technique qu'économique. En effet, il influence directement la stabilité de l'ouvrage, son comportement face aux sollicitations (notamment sismiques), ainsi que les coûts et les délais de réalisation.

Dans ce chapitre, nous présentons les bases théoriques relatives aux structures en béton armé, en mettant en évidence les propriétés mécaniques du béton et de l'acier, matériaux essentiels dans le domaine du génie civil. Nous abordons ensuite les deux systèmes constructifs retenus dans le cadre de cette étude, à savoir le système mixte (poteaux-poutres avec voiles) et le système en coffrage tunnel.

Une description détaillée de chaque système est proposée, incluant leurs principes de fonctionnement, leurs éléments constitutifs, ainsi que les règles de pré-dimensionnement selon les normes en vigueur (BAEL, RPA, CBA). Enfin, une comparaison théorique entre ces deux systèmes est présentée afin de mettre en évidence leurs avantages, leurs limites et leurs domaines d'application.

Ce chapitre constitue ainsi une base essentielle pour l'analyse technico-économique qui sera développée dans les chapitres suivants.

I.2 Généralités sur les structures en béton armé

I.2.1. Définition et principe

Le béton armé est un matériau de construction composite constitué de béton et d'acier. Le béton résiste très bien à la compression mais très mal à la traction, tandis que l'acier résiste parfaitement à la traction. L'association de ces deux matériaux permet d'obtenir un élément structural capable de reprendre l'ensemble des sollicitations [1][2].

I.2.2. Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont définies par les règles BAEL 91 modifiées 99 et le CBA 93 [2][3].

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à 28 jours est notée f_{c28} . Pour notre projet, nous adoptons :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Pour un âge j différent de 28 jours, la résistance est donnée par [3] [2] :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.38j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

b. Résistance à la traction :

La résistance à la traction à j jours est donnée par [2][3] :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité instantané du béton est calculé par [2] [3]:

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

Le module d'élasticité différé est [3] :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

d. Coefficient de Poisson :

- À l'État Limite Ultime (ELU) : $\nu = 0$
- À l'État Limite de Service (ELS) : $\nu = 0.2$

e. Contraintes limites de calcul :

À l'ELU (béton) [1][2] :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec $\gamma_b = 1.5$ (cas général) et $\gamma_b = 1.15$ (combinaisons accidentelles).

À l'ELS (béton) [2] [3] :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

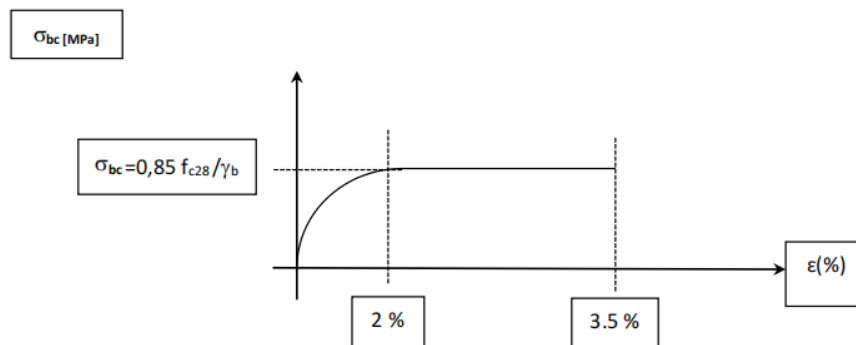
Diagrammes contrainte-déformation du béton :

Figure I.1 : Diagramme parabole-rectangle à l'ELU (BAEL 91)

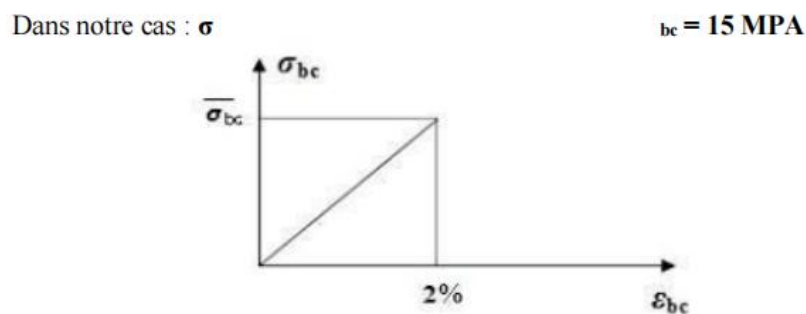


Figure I.2 : Diagramme linéaire à l'ELS

I.2.3. Propriétés mécaniques des aciers

Les aciers utilisés sont des barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 et FeE500 [1][2].

Caractéristiques [2] :

- Limite d'élasticité : $f_e = 400$ MPa (FeE400) ou $f_e = 500$ MPa (FeE500)
- Module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa
- Allongement à la rupture : $\varepsilon_s \geq 8\%$

Contraintes limites de calcul [2] :**À l'ELU :**

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

avec $\gamma_s = 1.15$ (cas général) et $\gamma_s = 1$ (combinaisons accidentelles).

Déformation à la limite élastique [2]:

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3} = 1.74\%$$

À l'ELS (fissuration peu préjudiciable) :

$$\sigma_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

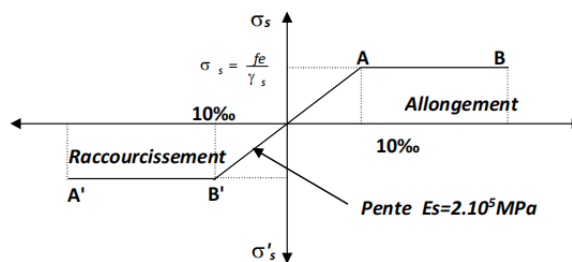
Diagramme contrainte-déformation de l'acier :

Figure I.3 : Diagramme élasto-plastique parfait à l'EL

I.3 Système mixte

I.3.1. Les Poteaux

a. Définition et rôle :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres et les planchers vers les fondations. Ils sont généralement sollicités en compression simple ou en flexion composée [5][9].

b. Pré-dimensionnement selon le RPA 2024 [1][5] :

Selon les règles parasismiques algériennes RPA 2024 (Article 7.4.1), les dimensions minimales des poteaux doivent satisfaire :

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Avec :

- ***b*** : largeur de la section du poteau (cm)
- ***h*** : hauteur de la section du poteau (cm)
- ***h_e*** : hauteur libre d'étage (cm)

c. Condition de non-flambement selon BAEL 91 [2] :

L'élancement du poteau est donné par :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} < 70$$

Avec :

- $L_f = 0.7 \times h_e$: longueur de flambement (cm)
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: rayon de giration (cm)
- I : moment d'inertie de la section (cm⁴)
- B : aire de la section (cm²)

Le coefficient de flambement est donné par [2] :

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

d. Armatures minimales selon RPA 2024 [1] :

$$A_{min} = 0.8\% \times B (\text{en zone IIa})$$

$$A_{max} = 4\% \times B (\text{en zone courante})$$

$$A_{max} = 6\% \times B (\text{en zone de recouvrement})$$

I.3.2. Les Poutres

a. Définition et rôle :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles et les planchers aux poteaux et aux voiles. Elles sont sollicitées principalement en flexion simple [5][9].

b. Pré-dimensionnement selon BAEL 91 [2] :

La hauteur de la poutre est comprise entre :

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

La largeur est donnée par :

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

Avec :

- L_{max} : portée maximale de la poutre (cm)
- h : hauteur de la poutre (cm)
- b : largeur de la poutre (cm)

c. Vérification selon le RPA 2024 [1][5] :

Selon l'article 7.5.1 du **RPA 2024** :

- $b \geq 25 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

d. Armatures minimales selon RPA 2024 [1] :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de la section totale du béton.

I.3.3. Les Voiles (Murs en béton armé)

a. Définition et rôle :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus du vent et du séisme. Ils reprennent également une partie des charges verticales. Un voile est considéré comme tel lorsque sa longueur est supérieure ou égale à 4 fois son épaisseur ($L \geq 4e$) [1][6].

b. Pré-dimensionnement selon le RPA 2024 [1][6] :

Selon l'article 7.7.1 du **RPA 2024**, l'épaisseur minimale des voiles doit vérifier :

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$L \geq 4e$$

Avec :

- e : épaisseur du voile (cm)
- h_e : hauteur libre d'étage (cm)
- L : longueur du voile (cm)

c. Principe de fonctionnement des voiles [6] :

Les voiles sont assimilés à des consoles verticales encastrées à leur base. Ils sont sollicités en flexion composée avec compression. La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit [1][6] :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

d. Armatures minimales selon RPA 2024 [1] :

- Zone tendue (extrémités) : $A_{min} = 0.20\% \times L_t \times e$
- Zone courante : $A_{min} = 0.15\% \times b \times 1 \text{ ml}$
- Armatures horizontales : $A_t = 0.0015 \times b \times h$ (si $\tau \leq 0.025f_{c28}$)

I.3.4. Les Planchers à corps creux

a. Définition :

Les planchers à corps creux sont des éléments horizontaux constitués de poutrelles en béton armé (nervures) et d'éléments de remplissage légers appelés "corps creux" ou "hourdis". Une dalle de compression en béton armé est coulée sur le dessus pour assurer la liaison entre les nervures et former un diaphragme rigide [2][4].

b. Composition [2] :

Un plancher à corps creux se compose des éléments suivants :

- Les poutrelles (nervures) : éléments porteurs en béton armé espacés régulièrement (généralement entre 50 et 70 cm)

- Les corps creux (hourdis) : éléments de remplissage en terre cuite, béton ou polystyrène
- La dalle de compression : couche de béton armé coulée sur le dessus (épaisseur 4 à 6 cm)

c. Pré-dimensionnement selon BAEL 91 [2] :

Selon l'article 6.8.4.2.4 du BAEL 91, l'épaisseur totale du plancher doit vérifier :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

- h_t : épaisseur totale du plancher (dalle de compression + corps creux) (cm)
- L : portée de la poutrelle (distance entre appuis) (cm)

Exemple de calcul : Pour une portée $L = 3.40 \text{ m}$:

$$h_t \geq \frac{340}{22.5} \geq 15.11 \text{ cm}$$

On adopte généralement $h_t = 20 \text{ cm}$ (16 cm de corps creux + 4 cm de dalle de compression) [2][4].

d. Calcul de la largeur de la table de compression [2] :

La largeur de la table de compression qui participe à la résistance est déterminée par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

Avec :

- b : largeur totale de la table de compression (cm)
- b_0 : largeur de la nervure (cm)
- l_0 : distance entre les points de moment nul (généralement $0.7 \times L$)
- L : portée de la poutrelle (cm)

e. Charges selon DTR BC 2.2 [4] :

Selon le DTR BC 2.2, les poids propres des planchers à corps creux avec dalle de compression sont :

Tableau I.1 : Poids propres des planchers à corps creux selon DTR BC 2.2

Type de plancher	Poids propre (kN/m ²)
(12 + 4) cm	2.50 - 2.60
(16 + 4) cm	2.75 - 2.85
(20 + 4) cm	3.10 - 3.30
(25 + 5) cm	3.60 - 4.00

f. Avantages des planchers à corps creux [2][4] :

- Légèreté par rapport à une dalle pleine (réduction du poids propre de 30 à 40%)
- Économie de béton et d'acier
- Bonne isolation phonique et thermique
- Facilité de passage des gaines techniques (électricité, plomberie)

I.3.5. Avantages et inconvénients du système mixte**Avantages [1][5] :**

- Réduction des dimensions des poutres
- Portées plus importantes entre poteaux (jusqu'à 8-10 m)
- Grande flexibilité architecturale
- Rapport portée/hauteur (L/h) pouvant atteindre 35

Inconvénients [1][5] :

- Nécessite une main-d'œuvre qualifiée
- Coordination nécessaire entre les différents corps d'état
- Risques d'erreurs d'exécution si les connecteurs ne sont pas bien positionnés

1.4 Système en coffrage tunnel

1.4.1. Définition et principe

Le coffrage tunnel est un système de coffrage en acier où les surfaces face au béton sont fabriquées en tôle, permettant de couler en une seule opération les voiles (murs porteurs) et les dalles de plancher. Ce système permet de réaliser une structure monolithique [7][8].

Le principe repose sur des éléments de coffrage en forme de "U" renversé (demi-coquilles) qui sont assemblés pour former un tunnel complet. Le béton est coulé simultanément pour les murs et le plancher [7][8].

Ce système est particulièrement adapté pour la réalisation de bâtiments à structure répétitive, notamment les logements collectifs, les hôtels, les foyers étudiants, les prisons et les hôpitaux [7][8].

Légende :

- A : Plateforme de travail pour les ouvriers
- B : Plancher de travail
- C : Échelle
- D : Pied de banche (étais tire-pousse) pour réglage
- E : Vérin de réglage
- F : Verrouillage
- G : Peau coffrante en tôle
- H : Barrière de sécurité
- I : Portillon
- J : Raidisseurs ver
- K : Raidisseurs horizo

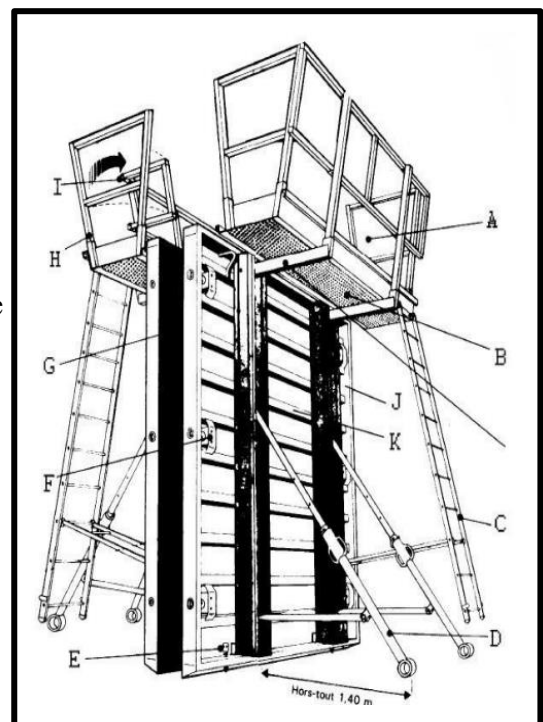


Fig I.4 : Schéma du système banche métallique (10)

1.4.2. Les éléments constituant le coffrage tunnel

Le coffrage tunnel se compose des éléments suivants [1][2] :

a) Demi-coquille (demi-tunnel) :

Élément de coffrage en forme de dièdre droit, composé d'un panneau vertical et d'un panneau horizontal. Les panneaux sont réalisés en tôle de 3 ou 4 mm raidie par des profilés en tôle pliés en U soudés tous les 18 cm [7][8].

Légende :

- 1 : Panneau vertical
- 2 : Panneau horizontal (dalle)
- 3 : Raidisseurs verticaux
- 4 : Raidisseurs horizontaux
- 5 : Étais inclinés (contrefiches)
- 6 : Vérins de réglage
- 7 : Roues de déplacement
- 8 : Système de verrouillage
- 9 : Crochets d'assemblage

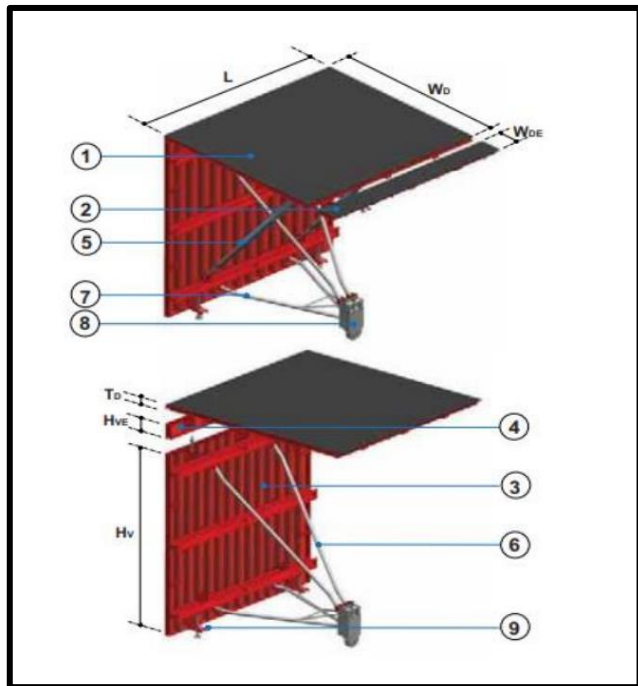


Figure I.5: les éléments comprimés dans un Demi-tunnel.(9)

b) Panneau vertical :

Utilisé à la fois à l'intérieur des demi-tunnels et comme panneau extérieur pour les formes murales. Sa hauteur correspond à la hauteur de l'étage [8].

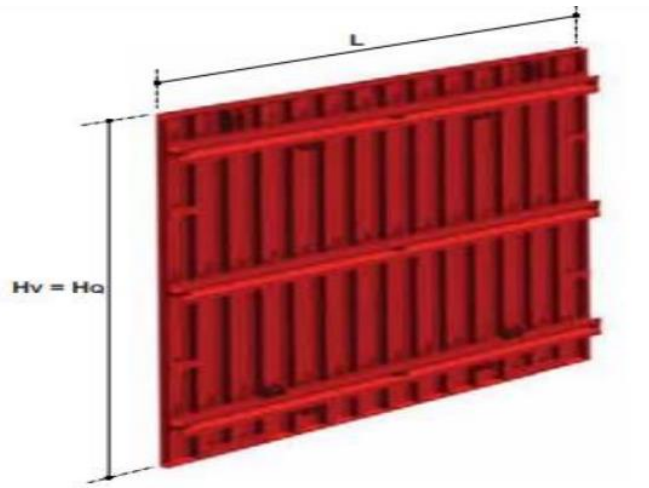


Figure I.6 : Panneau vertical [10]

c) L'étai (contrefiche) :

Élément incliné composé de deux tubes emboîtés permettant d'ajuster la longueur nominale d'inclinaison pour assurer la perpendicularité des panneaux verticaux et horizontaux par un vérin à vis [7][8].

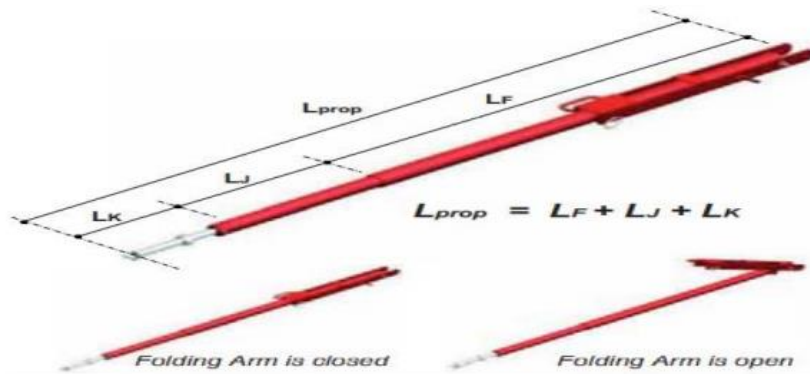


Figure I.7 : Étai incliné (contrefiche) [9]

d) La roue :

Assure le mouvement horizontal du coffrage tunnel lors des opérations de montage ou de décoffrage, ainsi que l'alignement vertical du tunnel grâce à un vérin intégré [7].

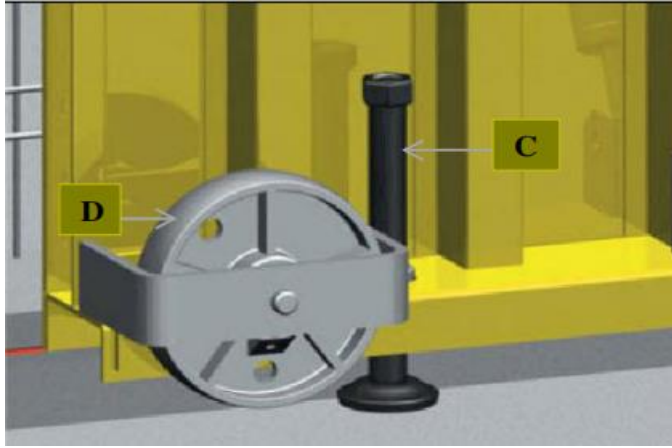


Figure I.8 : Vérin à vis et roue de déplacement[10]

I.4.3. Méthode d'exécution

Les étapes principales d'exécution du coffrage tunnel sont [7][8] :

1ère étape : Mise en œuvre des fondations terminée, installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles (talonnettes). Ces talonnettes servent de repère pour aligner les demi-coquilles sur un même niveau [9].

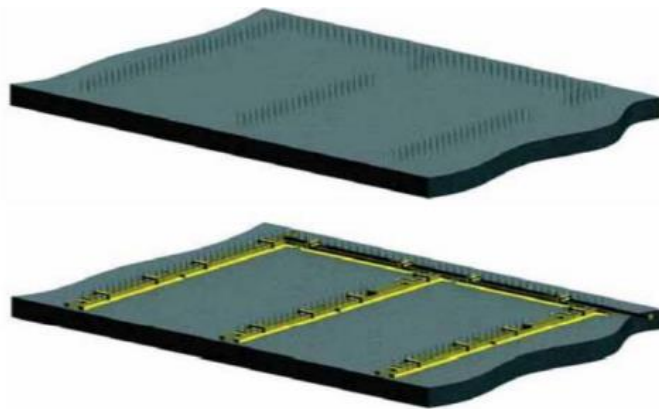


Figure I.9 : 1ère étape – Coulage des talonnettes [10]

2ème étape : Coulage des talonnettes achevé, début du ferrailage des voiles (disposition des treillis soudés et des armatures de renforcement). Les talonnettes sont marquées par un « trait de niveau » pour obtenir un niveau unique lors du positionnement des demi-coquilles [9].

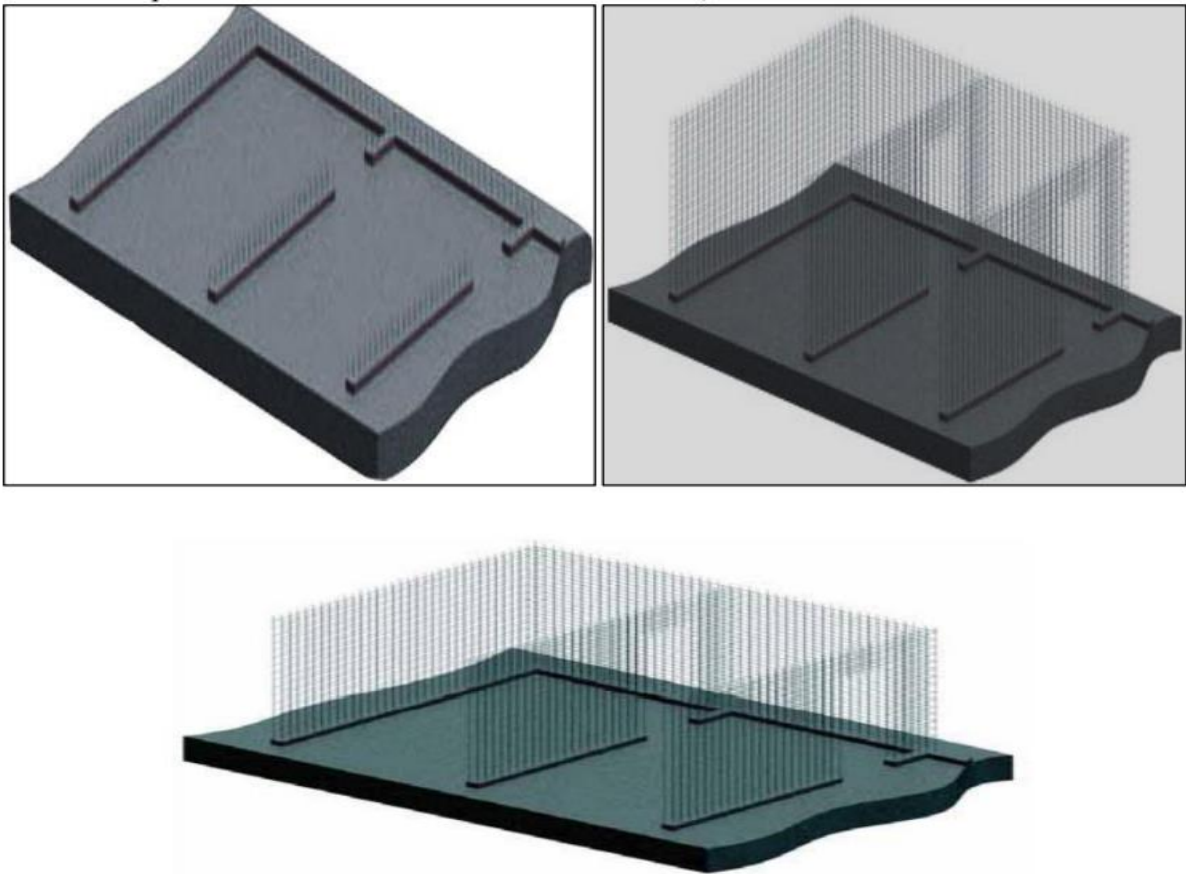


Figure I.10 : 2ème étape – Ferrailage des vo [10]

3ème étape : Mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire pour constituer des chambres de coffrage. Cette opération nécessite l'emploi d'une grue et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination [9].

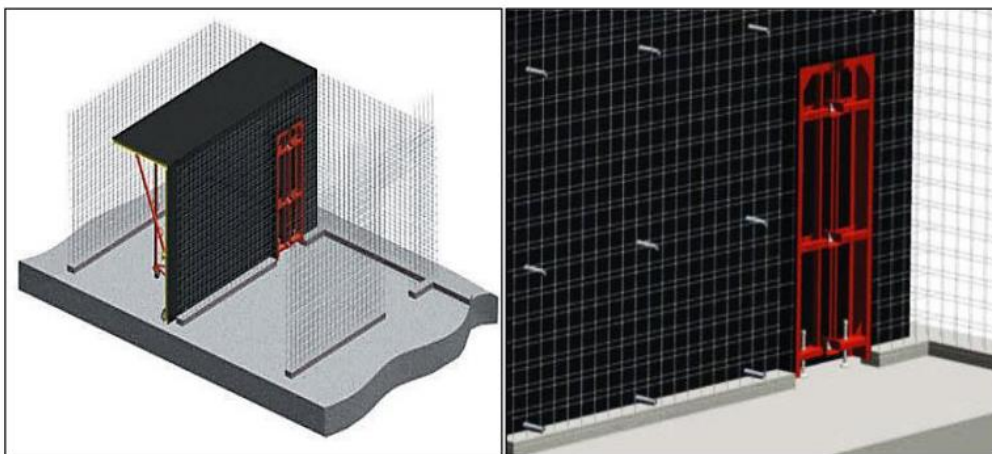


Figure I.11 : 3ème étape – Mise en place des demi-coquilles [10]

4ème étape : Positionnement de la deuxième demi-coquille face à la première pour former une « chambre de coffrage ». Réglage du niveau de la chambre en jouant sur le dévissage du vérin à vis en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau [9].

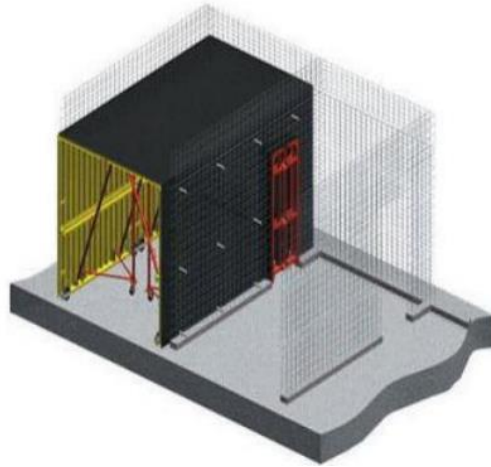


Figure I.12 : 4ème étape – Réglage de la chambre de coffrage [10]

5ème étape : Solidarisation des deux demi-coquilles en verrouillant les crochets métalliques et en les bloquant à l'aide de boulons coniques. Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la première chambre [9].



Figure I.13 : 5ème étape – Solidarisation des demi-coquilles [10]

6ème étape : Mise en place de la troisième demi-coquille au dos de la première demi-coquille. Réglage au même niveau et solidarisation à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciaux [9].

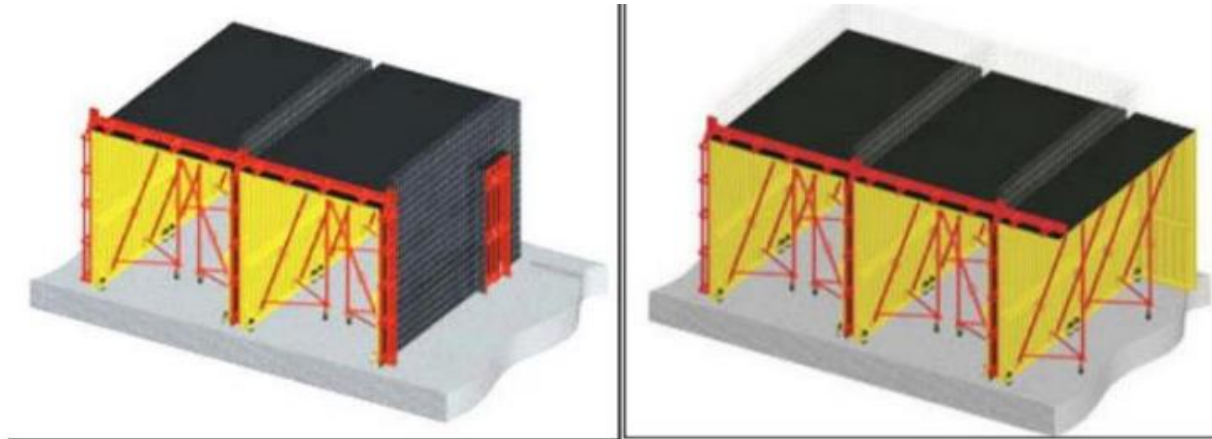


Figure I.14 : 6ème étape – Mise en place des demi-coquilles successives [10]

7ème étape : Mise en place des banches pignon. Mise en place du ferrailage des dalles au-dessus des chambres de coffrage et prévision des réservations (tuyaux d'évacuation, cage d'ascenseur, équipements électriques). Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps [9].

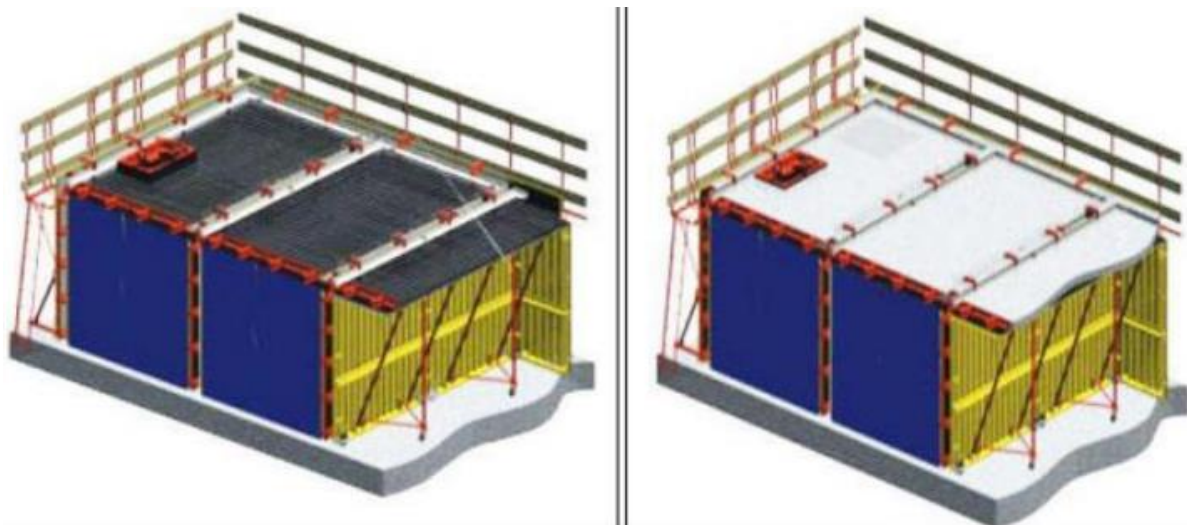


Figure I.15 : 7ème étape – Coulage du béton [10]

8ème étape : Une fois la prise et le durcissement du béton atteints, le décoffrage commence en utilisant le triangle de levage lié par des câbles à une grue [9].

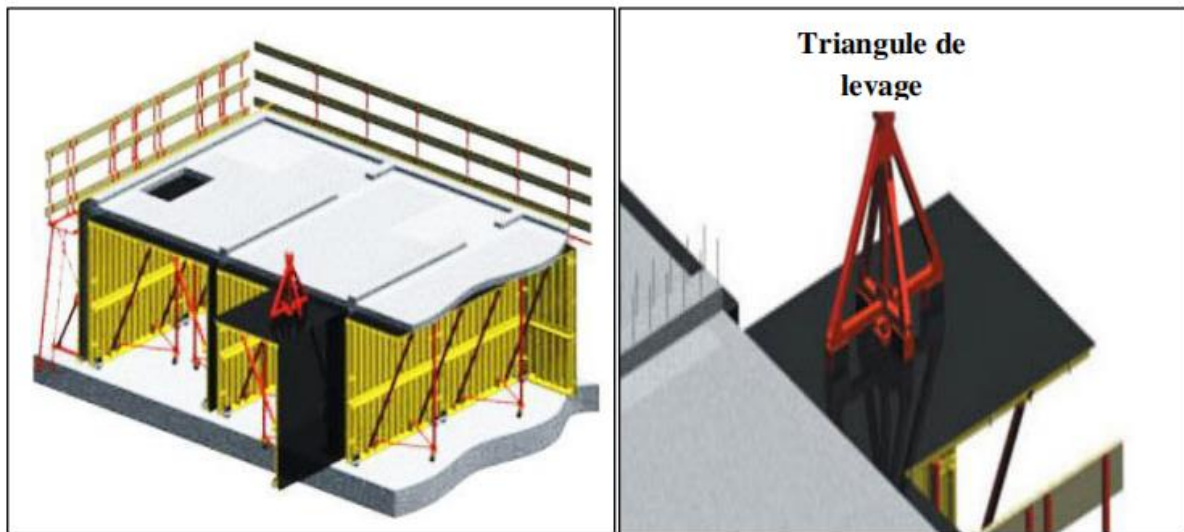
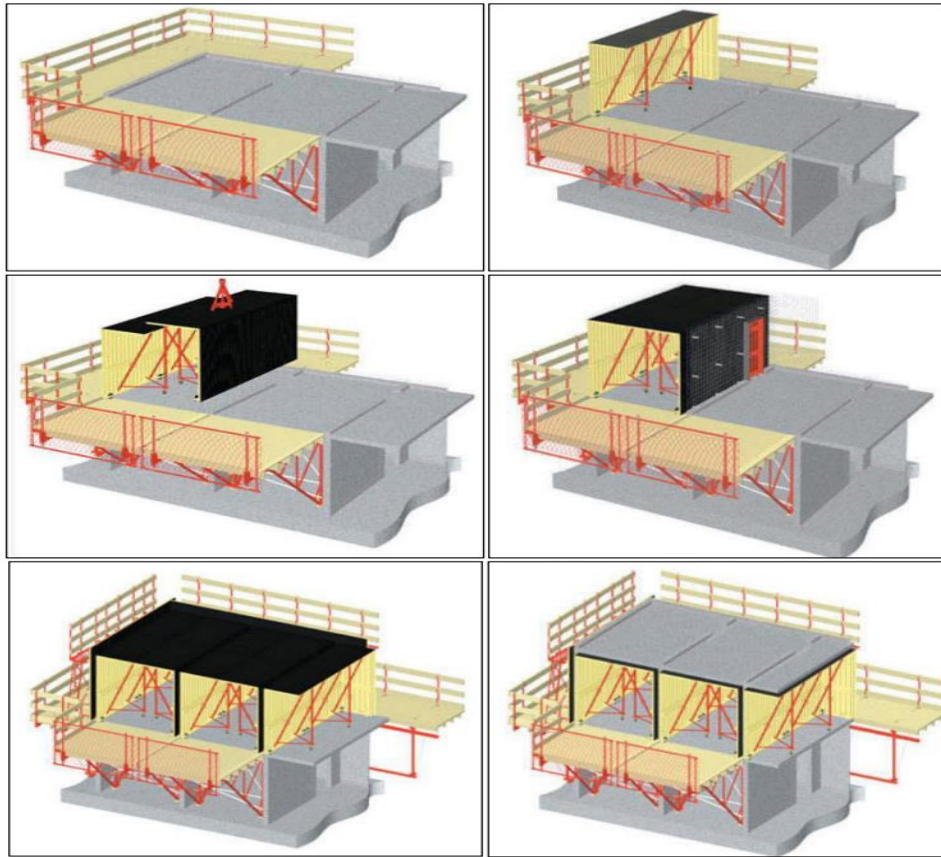


Figure I.16 : 8ème étape – Opération de décoffrage [10]

Avec un jeu de coffrages, il est possible de réaliser une coulée par jour ou tous les deux jours selon la taille de la structure [7][8].



Figure I.17 : Vue générale du projet en cours de construction – Projet 415 logements AADL, Wilaya de M'Sila. *(Source : Cliché personnel, 25/04/2026)*



I.4.4. Règles de calcul et conditions d'application

a. Référentiels normatifs [1][2][3] :

- Règles RPA 2024 : Règles parasismiques algériennes [1]
- CBA 93 : Règles de conception et calcul des structures en béton armé [3]
- BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de calcul du béton armé aux états limites [2]

b. Principes de calcul [2] :

- Les structures en coffrage tunnel sont calculées comme des systèmes monolithiques où les voiles et les dalles travaillent ensemble
- Le calcul se fait en flexion simple pour les éléments horizontaux (planchers)
- Le calcul se fait en flexion composée pour les éléments verticaux (voiles porteurs)

c. Formules de calcul des charges [2][4] :**Charges permanentes (G) :**

$$G = G_{pp} + G_{revêtement} + G_{cloisons}$$

Charges d'exploitation (Q) :

Selon DTR BC 2.2 [4] :

- Logements : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$
- Balcons : $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$
- Escaliers : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Terrasse inaccessible : $Q = 1.0 \text{ kN/m}^2$

Combinaisons aux ELU [1][2] :

$$1.35G + 1.5Q$$

Combinaisons aux ELS [1][2] :

$$G + Q$$

d) Conditions de pré-dimensionnement des voiles [1] :

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA 2024), l'épaisseur minimale des voiles doit vérifier :

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$L \geq 4e$$

Avec :

- e : épaisseur du voile
- h_e : hauteur libre d'étage
- L : longueur du voile

e) Contrainte de cisaillement [2] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec vérification :

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

f) Espacement des armatures [1] :

Selon RPA 2024 :

$$S \leq 1.5 \times e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

g) Épaisseur des dalles pleines [2] :

Selon BAEL 91 :

$$h \geq \frac{L}{30} \text{ à } \frac{L}{20}$$

Pour une portée de 3.50 m, l'épaisseur minimale est de 12 cm, mais pour des raisons d'isolation phonique et de résistance au feu, on adopte $h = 15 \text{ cm}$ [7][8].

1.3.5. Avantages et inconvénients

Avantages [7][8]:

- **Rapidité d'exécution** : Jusqu'à 500 coulées possibles avec le même jeu de coffrage ; un étage peut être réalisé par jour
- **Économie de main-d'œuvre** : Réduction importante des coûts de main-d'œuvre grâce à un nombre réduit d'ouvriers
- **Résistance sismique** : Excellente résistance face aux séismes grâce à la structure monolithique
- **Qualité de finition** : Surface prête pour peinture, enduit souvent non nécessaire
- **Sécurité** : Système d'échafaudage intégré assurant la sécurité des travailleurs
- **Durabilité** : Résistance au feu et stabilité face aux vents violents

Inconvénients [7][8]:

- **Faible flexibilité architecturale** : Modules répétitifs, modifications post-construction impossibles
- **Investissement initial élevé** : Coût important pour l'achat des coffrages
- **Limitation des portées** : Portées limitées entre 1.5 m et 6.5 m
- **Personnel qualifié** : Nécessite des personnels spécialisés pour la direction des travaux

1.5 Comparaison théorique des deux systèmes**Tableau I.2** : Comparaison théorique des deux systèmes

Critère	Système mixte (poteaux-poutres-voiles)	Système coffrage tunnel
Structure	Poteaux, poutres, voiles, dalles	Structure monolithique (voiles + dalles coulés ensemble)
Comportement sismique	Bon (ductilité grâce à l'acier)	Excellent (rigidité de la structure monolithique)
Flexibilité architecturale	Élevée	Faible
Vitesse d'exécution	Modérée	Très rapide (1 étage/jour possible)
Qualité de finition	Nécessite enduit	Surface prête pour peinture
Main-d'œuvre	Qualifiée requise	Nombre réduit d'ouvriers
Investissement initial	Modéré	Élevé (achat des coffrages)
Coût global	Variable selon la complexité	Compétitif pour grands projets répétitifs
Portées possibles	Jusqu'à 8-10 m	Limitée à 6.5 m
Modifications post-construction	Possibles	Impossibles

❖ Analyse comparative :

Le système mixte (poteaux-poutres + voiles) offre une grande flexibilité architecturale et permet des portées plus importantes, ce qui le rend adapté pour des projets où la variété des espaces est recherchée. Cependant, sa vitesse d'exécution est modérée et nécessite une main-d'œuvre qualifiée [1][5].

Le système coffrage tunnel, quant à lui, se distingue par sa rapidité d'exécution et sa résistance sismique exceptionnelle grâce à sa structure monolithique. Il est particulièrement adapté pour les projets répétitifs de grande envergure, mais présente une flexibilité architecturale limitée et un investissement initial élevé [7][8].

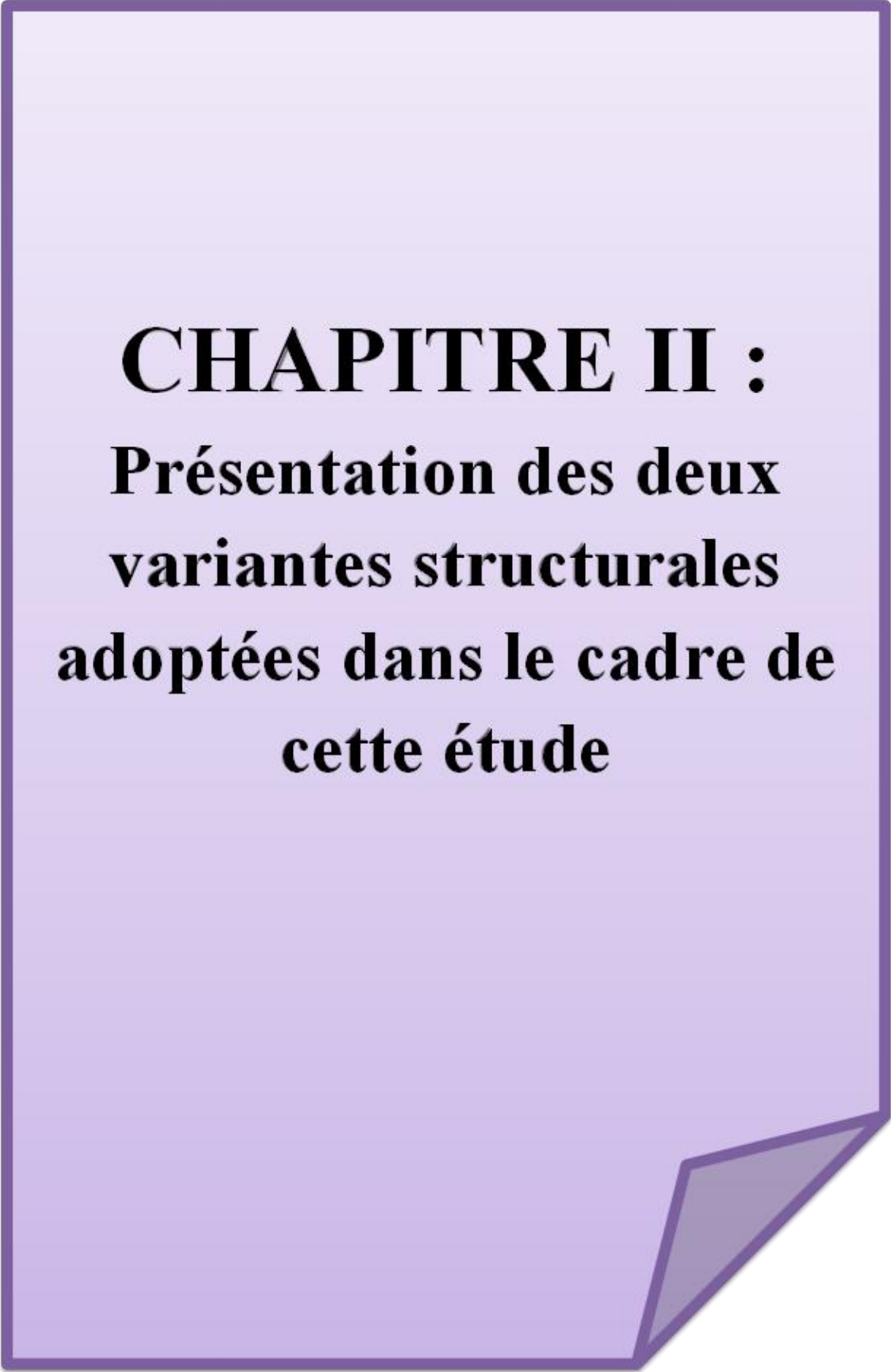
I.6 Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons présenté les bases théoriques essentielles relatives aux structures en béton armé, en mettant en évidence les propriétés mécaniques du béton et de l'acier ainsi que leur complémentarité dans la reprise des sollicitations.

Nous avons ensuite étudié deux systèmes constructifs couramment utilisés dans le domaine du bâtiment, à savoir le système mixte (poteaux-poutres avec voiles) et le système en coffrage tunnel. Pour chacun de ces systèmes, les principes de fonctionnement, les éléments constitutifs ainsi que les règles de pré-dimensionnement ont été détaillés conformément aux normes en vigueur.

L'analyse comparative réalisée a permis de dégager les principales différences entre ces deux solutions, notamment en termes de flexibilité architecturale, de rapidité d'exécution, de comportement sismique et de coût global. Il ressort que le système mixte offre une grande adaptabilité et des portées importantes, tandis que le coffrage tunnel se distingue par sa rapidité de réalisation et sa structure monolithique particulièrement performante en zone sismique.

Ainsi, ce chapitre constitue une base théorique indispensable pour la suite de ce travail, qui sera consacrée à une analyse technico-économique approfondie des deux systèmes dans le cadre d'un bâtiment



CHAPITRE II :

Présentation des deux variantes structurales adoptées dans le cadre de cette étude

II.1 Introduction

Ce chapitre présente deux variantes structurales distinctes, étudiées dans le cadre de ce travail. La première variante concerne un bâtiment en béton armé conçu selon un système mixte (portiques et voiles), avec ses propres plans et caractéristiques géométriques. La seconde variante porte sur un autre bâtiment, également en béton armé, réalisé cette fois selon le procédé de coffrage tunnel, avec ses propres configurations architecturales et géométriques. Pour chaque variante, nous décrivons la présentation générale de l'ouvrage, son architecture, ses dimensions, ainsi que les figures correspondantes (plans, coupes, façades). Ensuite, nous exposons les données techniques communes aux deux projets : nature du sol, zone sismique, types de charges, hypothèses de calcul et normes utilisées (CBA 93, RPA 2024, DTR).

II.2 Étude du bâtiment en système mixte

II.2.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de cette étude est un bâtiment en béton armé à usage d'habitation implanté dans la wilaya de M'sila, au niveau de la commune de M'sila. La structure est conçue en rez-de-chaussée et cinq étages (R+5). L'ouvrage comporte plusieurs logements répartis sur les différents niveaux. Il fait partie d'un programme de logements publics locatifs (LPL). Dans cette étude, la structure est conçue selon un système mixte.

II.2.2 Présentation architecturale

Sur le plan architectural, le bâtiment est composé de logements de type F3 répartis sur les différents niveaux. Chaque logement comprend un séjour, deux chambres, une cuisine, une salle de bain, un WC, un hall et un séchoir.

Les logements sont organisés autour d'une circulation verticale constituée d'un escalier et d'un hall assurant l'accès aux différents étages.

D'après les plans architecturaux, la surface des logements varie entre environ **68 m² et 73 m²**, assurant une organisation fonctionnelle et un confort d'utilisation.

La forme du bâtiment est régulière en plan, ce qui permet une bonne répartition des charges et facilite l'intégration du système structural mixte

II.2.3 Caractéristiques géométriques

Les principales caractéristiques géométriques du bâtiment étudié en **système mixte** sont les suivantes :

- Largeur en plan 20.50 m.
- La longueur en plan 28.50 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 18.36 m.
- Hauteur de RDC 3.06 m.
- Hauteur d'étage courant 3.06 m

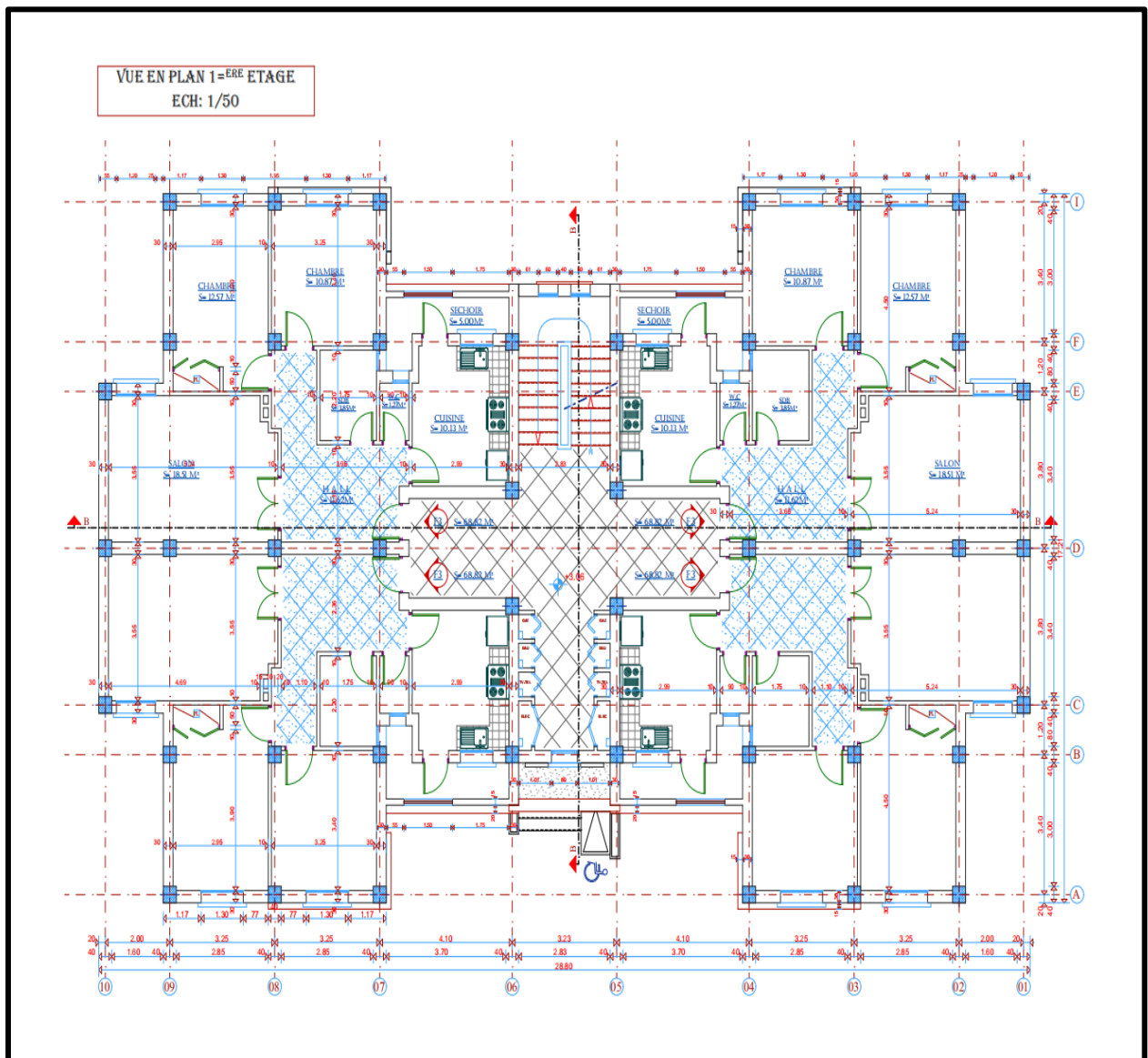


Figure II.1 Plan RDC.

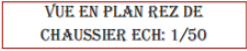
étude

Figure II.2 Plan étage courant.

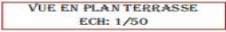


Figure II.3 Plan de terrasse.

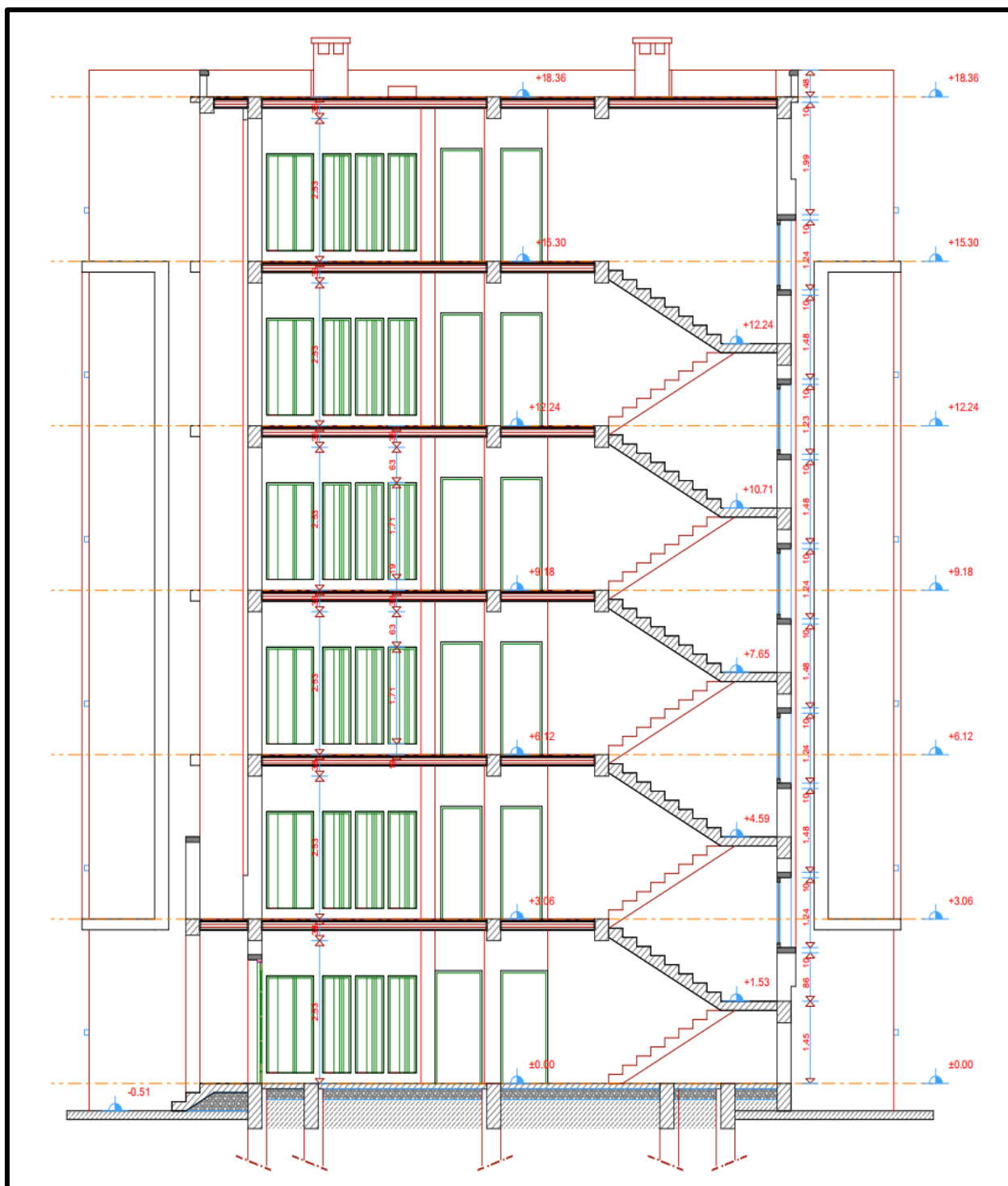


Figure II.4 Coupe verticale.

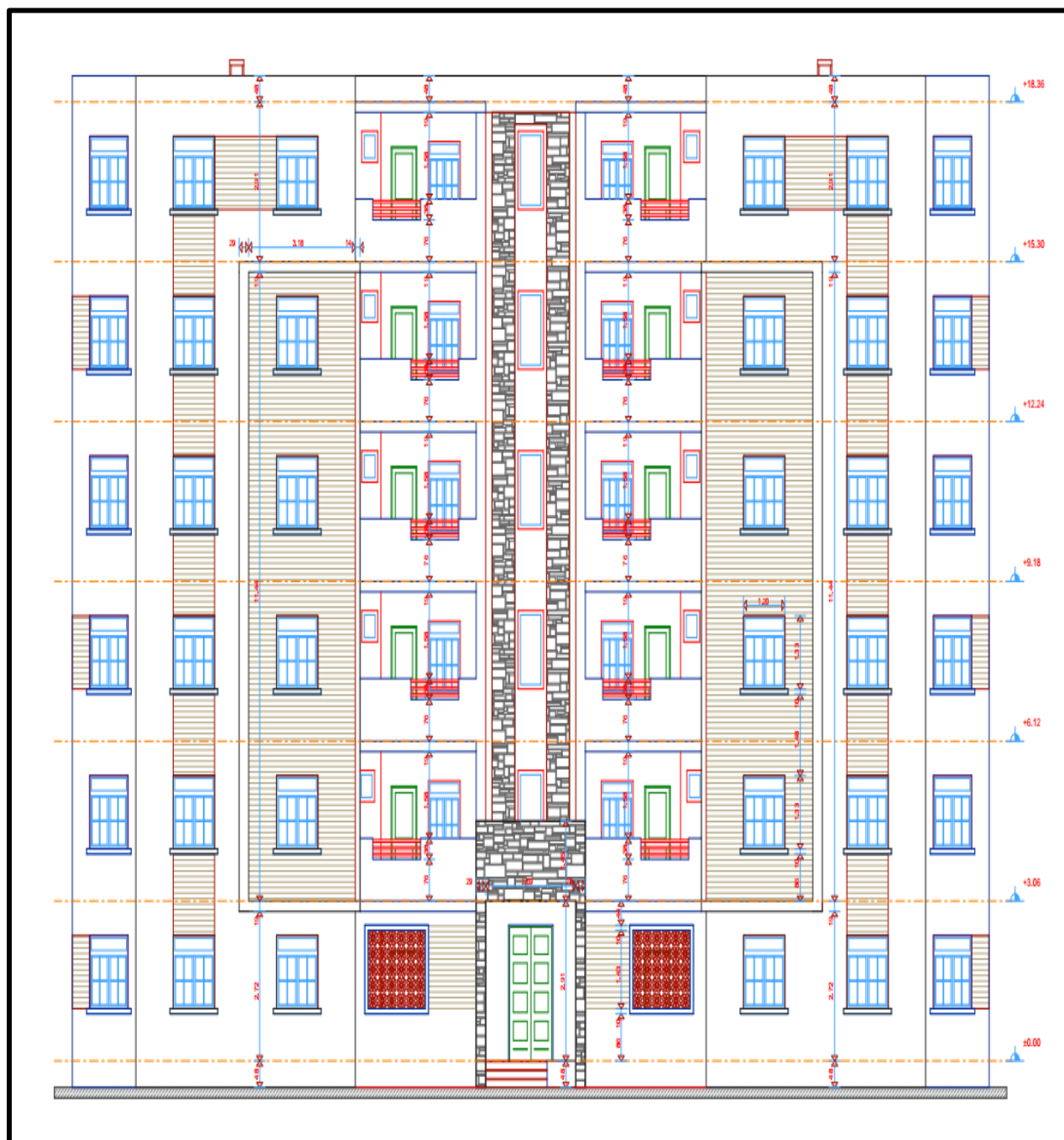


Figure II.5 Façade principale R+5.

II.3 Étude du bâtiment en coffrage tunnel

II.3.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de cette étude est un bâtiment en béton armé à usage d'habitation implanté dans la wilaya de M'sila, au niveau de la commune de M'sila. La structure est conçue en rez-de-chaussée et cinq étages (R+5). L'ouvrage comporte plusieurs logements répartis sur les différents niveaux. Dans cette étude, la structure est réalisée selon le procédé du coffrage tunnel.

II.3.2 Présentation architecturale

Sur le plan architectural, le bâtiment est composé de logements de type F3 et F4 répartis sur les différents niveaux. Chaque logement comprend un séjour, des chambres, une cuisine, une salle de bain, un WC, un hall et un séchoir.

Les logements sont organisés autour d'une circulation verticale constituée d'un escalier et d'un hall assurant l'accès aux différents étages.

D'après les plans architecturaux, la surface des logements est de 70.53 m² pour les F3 et de 85.77 m² pour les F4, assurant une organisation fonctionnelle et un confort d'utilisation.

La forme du bâtiment est régulière en plan, ce qui permet une bonne répartition des charges et facilite l'intégration du système structural mixte.

II.3.3 Caractéristiques géométriques

Les principales caractéristiques géométriques du bâtiment étudié en système mixte sont les suivantes :

- Largeur en plan 17.21 m.
- La longueur en plan 28.80 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 18.36m.
- Hauteur de RDC 3.06m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m.

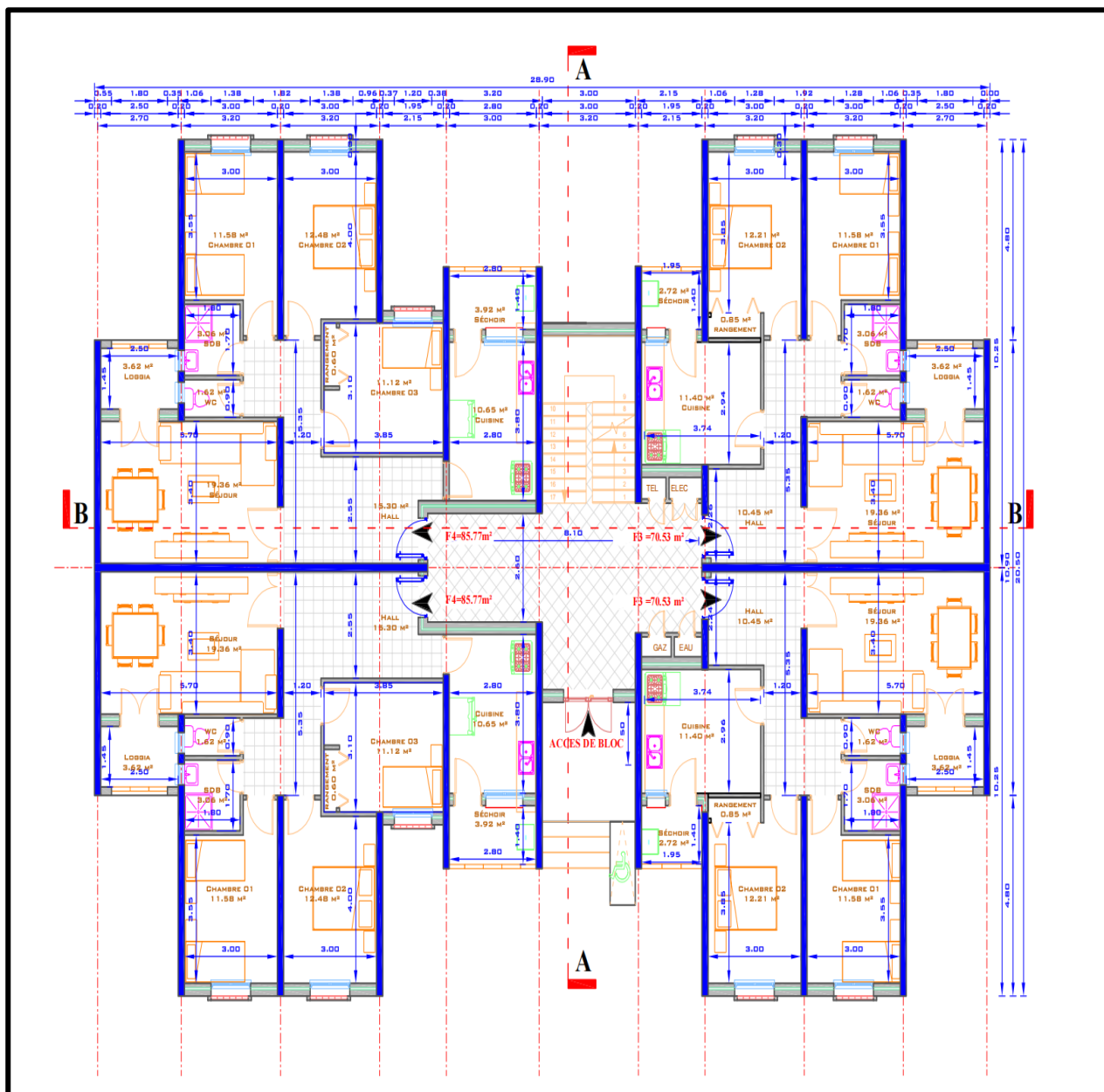


Figure II.6 Plan RDC.

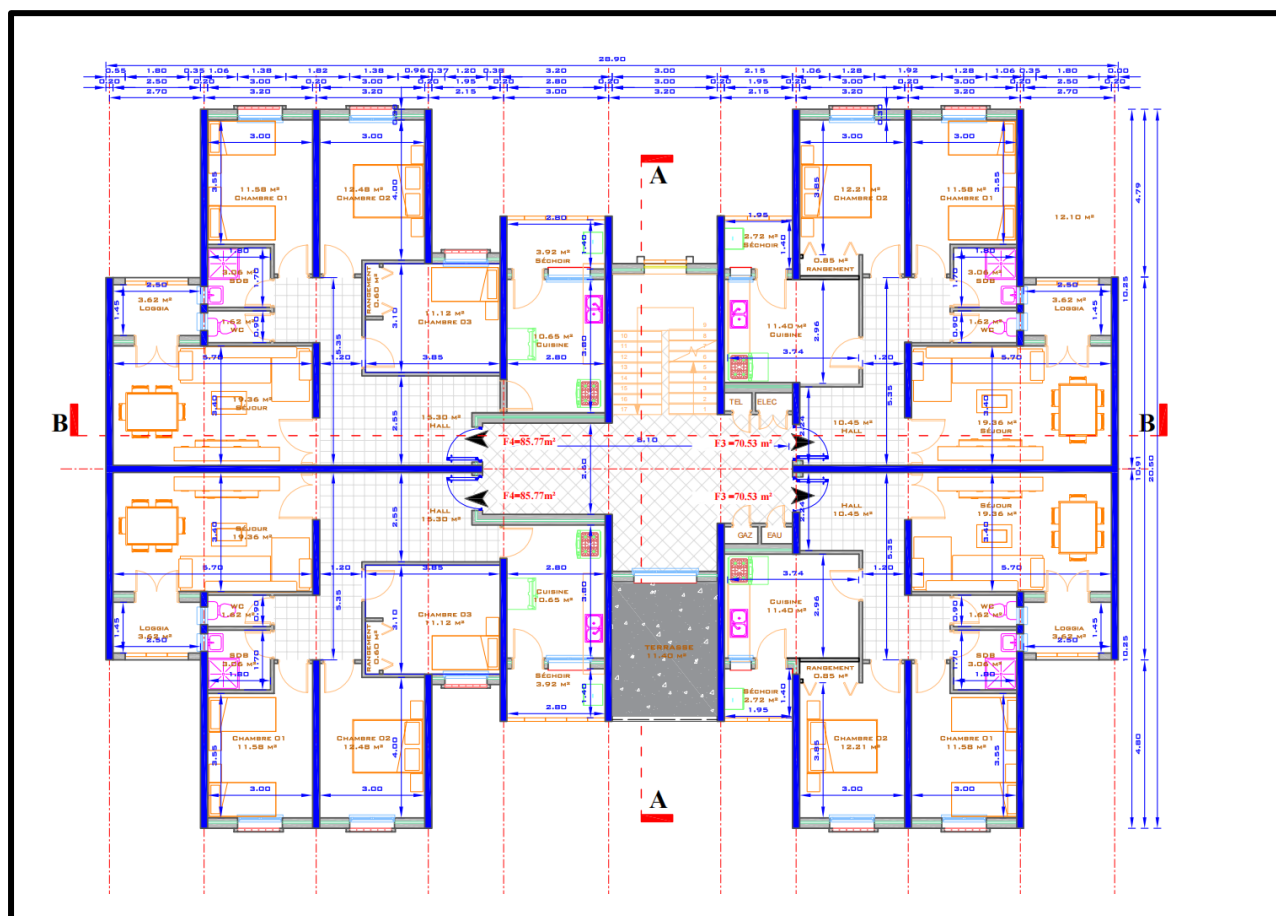


Figure II.7 Plan étage courant.

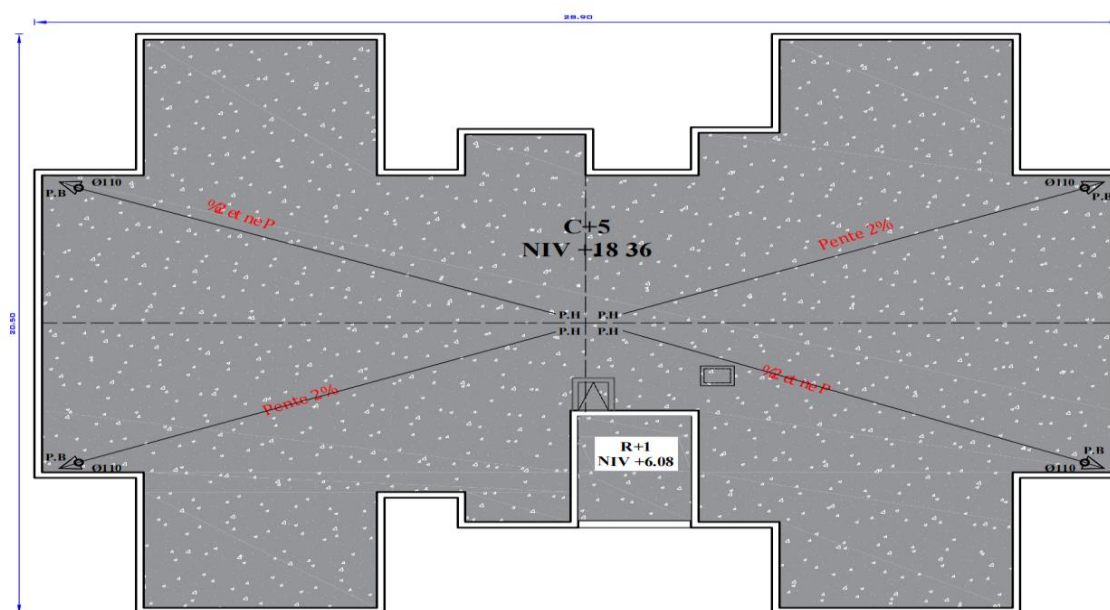


Figure II.8 Plan de terrasse.

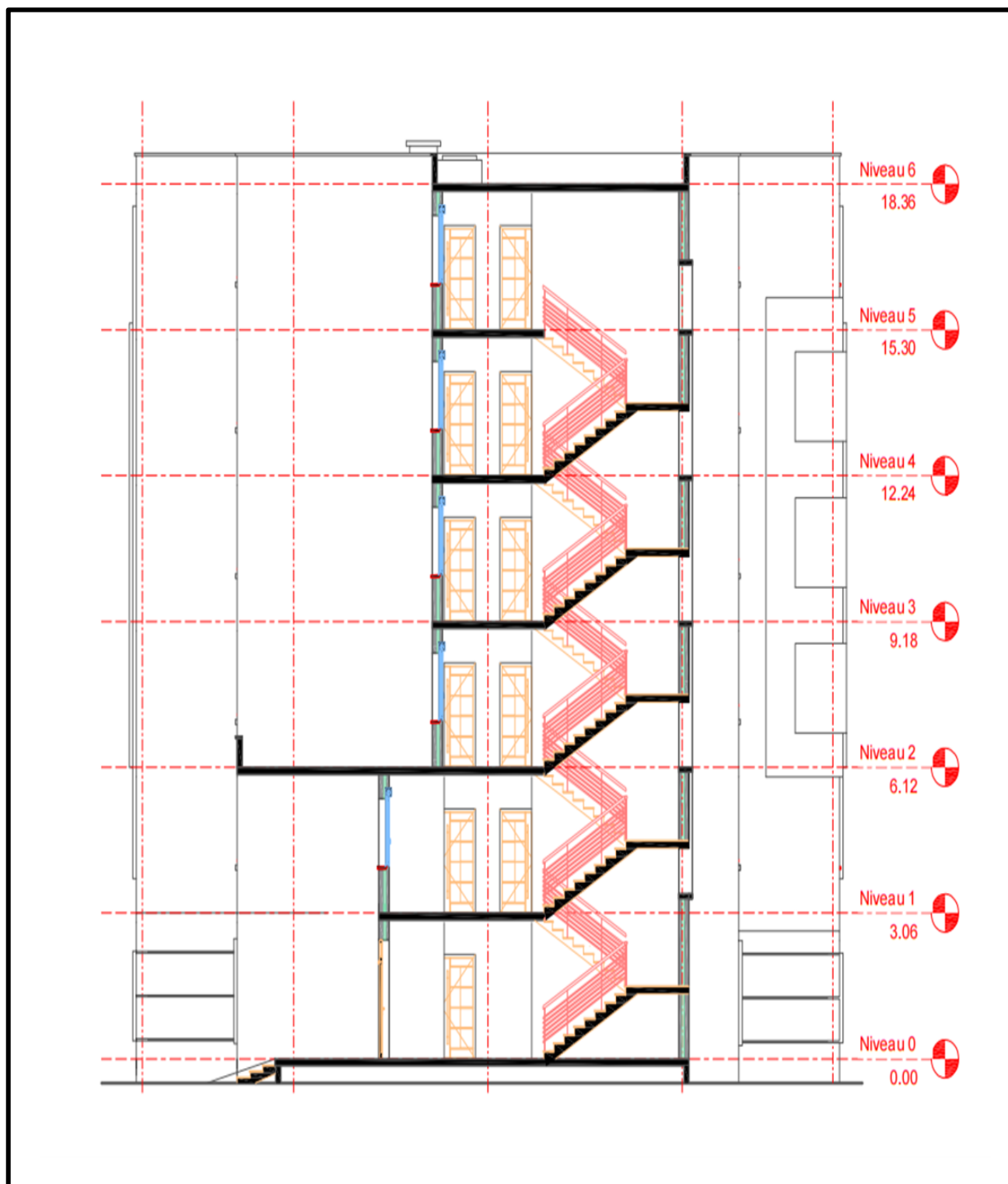


Figure II.9 Coupe verticale.



Figure II.10 Façade principale C+5.

II.4 Données techniques

II.4.1 Données du sol

D'après l'étude géotechnique réalisée pour le projet, le terrain présente une topographie légèrement inclinée sans problème particulier de stabilité.

Les investigations géotechniques ont montré que le sol est constitué de :

- une couche superficielle d'encrouement graveleux et caillouteux d'environ 1,5 m ;
- une couche de marne gypsifère verdâtre s'étendant jusqu'à la profondeur des sondages.

Les essais réalisés (SPT, pénétrométriques et pressiométriques) ont montré que le sol possède de bonnes caractéristiques mécaniques, permettant l'utilisation de fondations superficielles.

La contrainte admissible du sol est estimée à environ 2,3 bars.

II.4.2 Zone sismique

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), la wilaya de M'sila est classée dans la zone sismique IV, caractérisée par une sismicité moyenne à élevée.

Par conséquent, la conception et le dimensionnement de la structure doivent respecter les exigences du règlement parasismique afin d'assurer la sécurité et la stabilité du bâtiment face aux sollicitations sismiques.

II.4.3 Charges appliquées

Pour le dimensionnement de la structure, plusieurs types de charges sont pris en compte :

- ❖ **Charges permanentes (G)** : Elles comprennent le poids propre des éléments structuraux tels que les dalles, poutres, poteaux et voiles, ainsi que le poids des éléments non structuraux tels que les cloisons et les revêtements.
- ❖ **Charges d'exploitation (Q)** : Elles correspondent aux charges liées à l'utilisation du bâtiment d'habitation, notamment le mobilier, les occupants et les équipements.
- ❖ **Charges climatiques** : Elles comprennent notamment les charges de vent.
- ❖ **Charges sismiques** : Elles correspondent aux efforts horizontaux dus aux séismes, déterminés conformément aux prescriptions du RPA 2024.

II.5 Hypothèses de calcul et normes utilisées

Dans le cadre de cette étude, le dimensionnement et l'analyse de la structure ont été réalisés en se basant sur un ensemble d'hypothèses de calcul et de règlements techniques en vigueur en Algérie. Ces hypothèses concernent principalement les caractéristiques mécaniques des matériaux ainsi que les normes utilisées pour la conception et le dimensionnement de la structure.

II.5.1 Hypothèses de calcul

Pour le calcul des éléments structuraux du bâtiment, les hypothèses suivantes ont été adoptées:

- La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est prise égale à : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance du béton à la traction est estimée à : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité du béton est déterminé selon les relations usuelles utilisées dans le calcul des structures en béton armé.
- L'acier utilisé pour les armatures est un acier à haute adhérence (HA) ayant une limite élastique égale à : $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Ces hypothèses permettent de représenter les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la structure et servent de base pour le dimensionnement des différents éléments porteurs.

II.6 Conclusion

En conclusion, ce chapitre a permis de décrire séparément deux bâtiments distincts : l'un en système mixte, l'autre en coffrage tunnel. Les plans, caractéristiques géométriques et figures ont été présentés pour chaque bâtiment. Les données techniques communes (sol, sismicité, charges) ainsi que les hypothèses de calcul ont été définies. Ces éléments constituent une base solide pour la suite de l'étude.

CHAPITRE III :
Étude du bâtiment en
système mixte

III.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude d'un bâtiment de type R+5, conçu en système mixte associant portiques et voiles. L'étude menée comprend la modélisation de la structure, la descente de charges, le dimensionnement des éléments porteurs, ainsi que l'évaluation des quantités des matériaux. Par ailleurs, la classification de la structure est établie conformément aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien en vigueur (RPA)

III.2 Modélisation de la structure

III.2.1 Choix du modèle structural

Le système structural adopté pour l'étude de ce bâtiment est un **système mixte** composé de portiques (poteaux-poutres) et de voiles en béton armé.

Ce choix est justifié par la nécessité d'assurer une bonne résistance aux charges verticales et une meilleure stabilité vis-à-vis des actions sismiques, conformément aux exigences du règlement **RBA 2024**.

Les portiques assurent principalement la reprise des charges verticales, tandis que les voiles participent à la résistance aux efforts horizontaux (séisme) et à la limitation des déplacements latéraux.

Les voiles sont disposés de manière symétrique afin d'éviter les effets de torsion, et les portiques sont répartis sur l'ensemble de la structure pour garantir une bonne distribution des charge

III.2.2 Paramètres de calcul

La modélisation de la structure est basée sur les hypothèses suivantes :

- **Matériaux utilisés :**

Le béton et l'acier sont définis conformément aux prescriptions du RBA 2024.

- **Comportement de la structure :**

Une analyse linéaire élastique est adoptée, ce qui permet de simplifier les calculs tout en restant conforme aux exigences réglementaires

• Conditions d'appui :

Les appuis à la base de la structure sont considérés comme parfaitement encastrés, traduisant une liaison rigide entre la superstructure et les fondations.

III.2.3 Logiciel utilisé

La modélisation et l'analyse de la structure ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS.

Ce logiciel permet de modéliser les structures en béton armé, de définir les charges appliquées et de réaliser des analyses statiques et sismiques conformément aux normes en vigueur.

Il facilite également l'obtention des efforts internes (moments, efforts tranchants, efforts normaux) nécessaires au dimensionnement des différents éléments structuraux

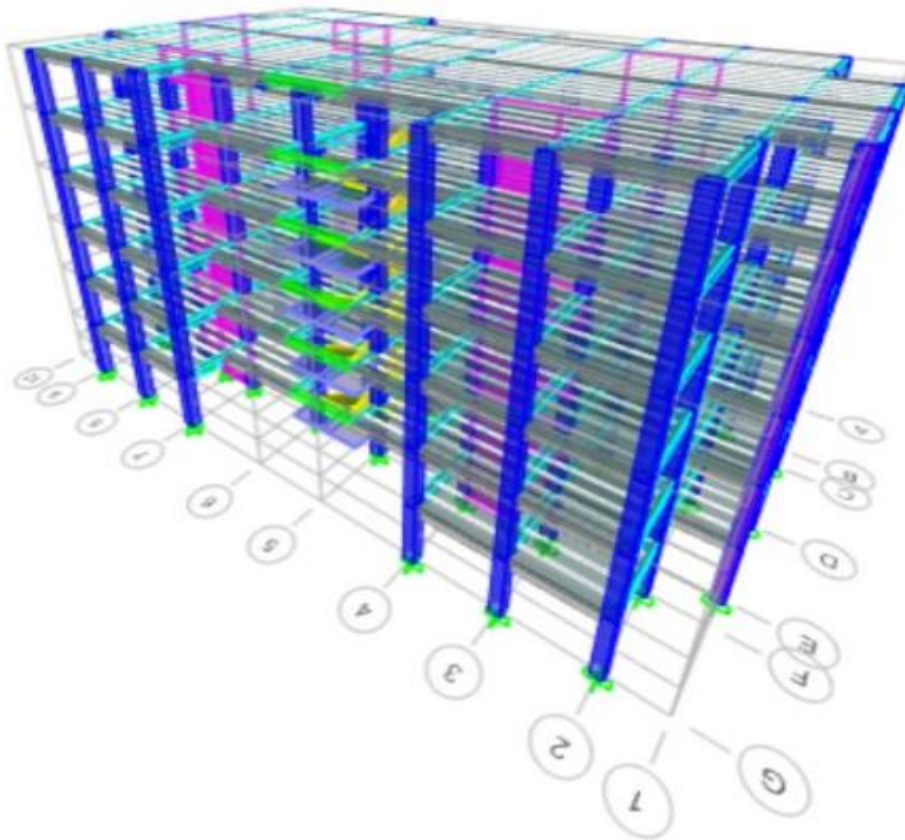


Figure III.1 : Modélisation 3D de la structure (portiques + voiles) sous ETABS v22.7

III.2.4 Paramètres géométrique

La structure étudiée est un bâtiment de type **R+5**, comportant un rez-de-chaussée et cinq étages.

La hauteur d'étage est fixée à (3.06 m) pour tous les niveaux.

La modélisation géométrique comprend la définition des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles et planchers) ainsi que leur implantation selon les plans architecturaux.

Les voiles sont disposés dans des positions stratégiques (cage d'escalier, axes principaux) afin d'assurer une bonne rigidité et un comportement sismique adéquat

III.2.5 Combinaisons de charges

Les charges appliquées à la structure sont définies conformément au règlement RBA 2024.

Elles comprennent :

- Les charges permanentes (G), correspondant au poids propre de la structure et des éléments non porteurs.
- Les charges d'exploitation (Q), liées à l'utilisation du bâtiment.
- Les charges sismiques (E), déterminées en fonction de la zone sismique et des caractéristiques du bâtiment.

Les principales combinaisons de charges utilisées dans le calcul sont :

- À l'état limite ultime (ELU)
- À l'état limite de service (ELS)
- En situation Accidentelles

III.3 Descente de charges

La descente de charges est effectuée conformément aux règles du DTR-BC 2.2. Elle doit être menée séparément pour les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q).

III.3.1 Plancher terrasse inaccessible en corps creux :

Tableau III.1: Charge et surcharge du plancher terrasse (corps creux)

Composantes	N° Epaisseur (cm)	P. volumique (K N / m ³)	N° P. surfacique (KN / m ²)
Gravillon pour protection de l'étanchéité (5cm)	5	20	0.80
Etanchéité multicouches (36s) 2cm	3	6	0.12
Forme de pente (10cm)	4	4	2.20
Isolation thermique (polystyrène)	10	22	0.16
Plancher nervurer à poutrelles coulées sur place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axe 60cm. Montage avec table de compression. 16+4	16+4	/	2.85
Enduit au PLATRE de liant hydraulique (2cm)	2	10	0.20
			G =6.33
			Q= 1,00

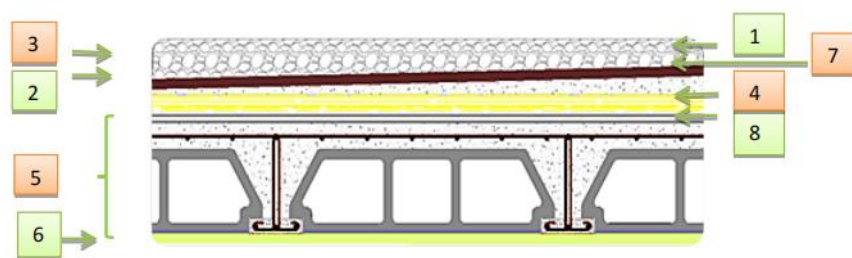


Figure III.2: Composants d'un plancher terrasse en corps creux

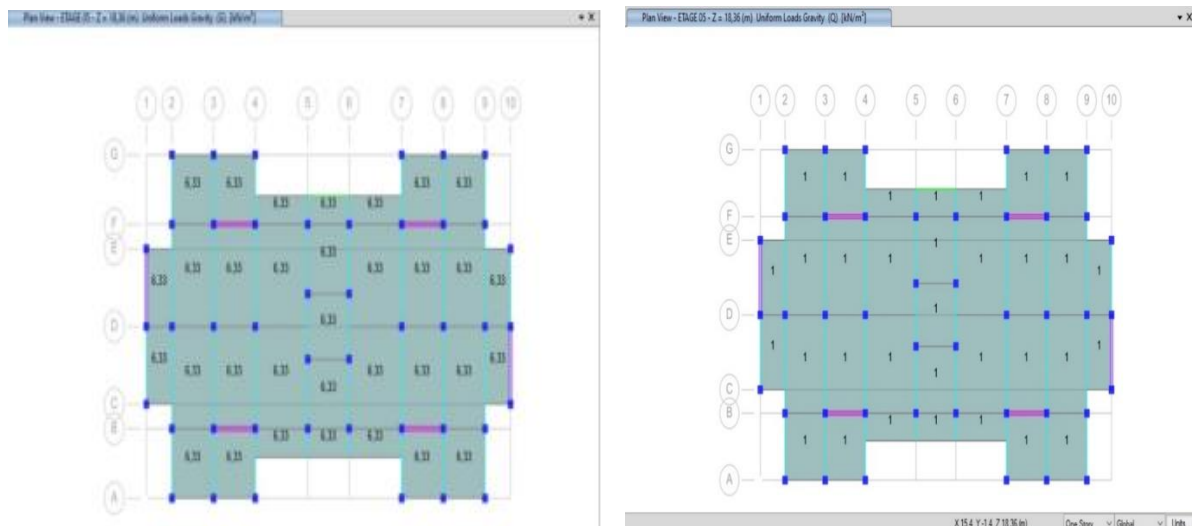


Figure III.3: Distribution des charges permanentes G et des charges d'exploitation Q sur les planchers – vues en plan issues du modèle ETABS.

❖ **Combinaison des charges :**

$$G = 6.33 \text{ kN/m} \quad Q = 1 \text{ kN/m}$$

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ultim}} = 1.35.G + 1.5.Q \\ q_{\text{ultim}} = 1.35 \times 6.33 + 1.5 \times 1 \\ q_{\text{ultim}} = 10.045 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = G + Q \\ q_{\text{ser}} = 6.33 + 1 \\ q_{\text{ser}} = 7.33 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

III.3.2 Plancher étage courant en corps creux :

Tableau III.2: Charge et surcharge des étages courants.

Composantes	N° Epaisseur (cm)	P. volumique (K N / m³)	N° P. surfacique (KN / m²)
Grés cérame, y compris la couche de mortier de pose d 4cm	2	22	0.40
Chape en mortier de ciment (3cm)	4	20	0.60
Enduit au PLATRE de liant hydraulique (2cm)	16+4	/	0.36
Cloison intérieures (10cm)	3	10	1
Plancher nervuré (16+4) à poutrelles coulées sur place, entrevous en béton, entraxe 60 cm, avec table de compression.	/	/	2.85
			G = 5.31
			Q = 1.50

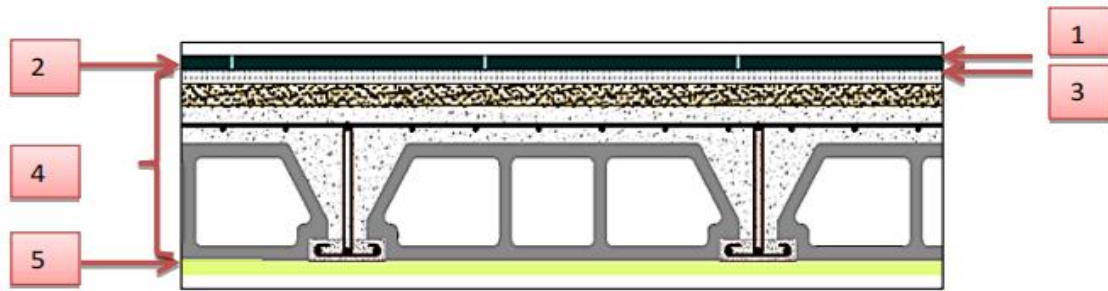


Figure III.4: Coupe plancher étage courant.

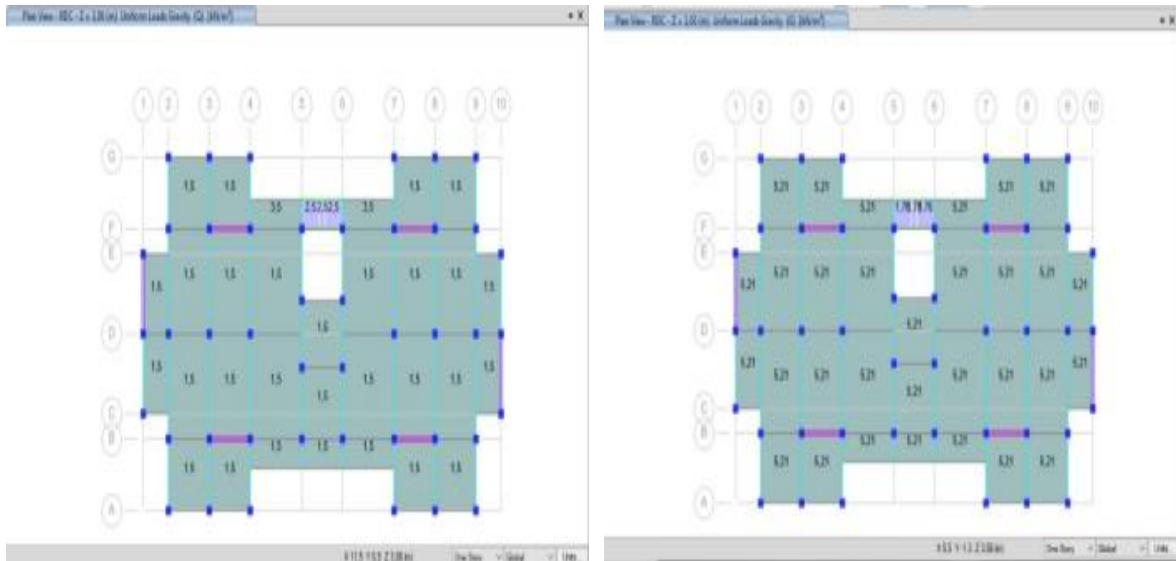


Figure III.5 : Paramètres de l'analyse modale (coefficients de participation massique), et répartition des charges d'exploitation Q sur les axes structuraux— extraits du modèle ETABS.

❖ Combinaison des charges

ELU :

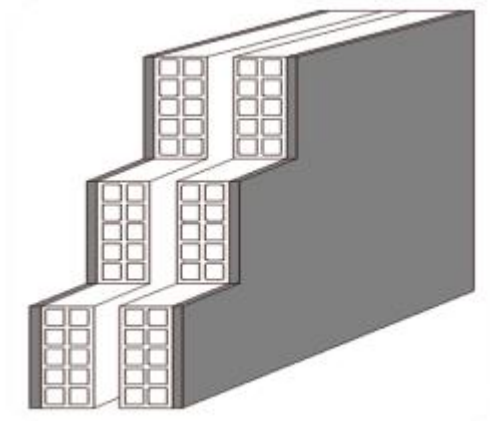
$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ultim}} = 1,35.G + 1,5.Q \\ q_{\text{ultim}} = 1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 1,5 \\ q_{\text{ultim}} = 9,283 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = G + Q \\ q_{\text{ser}} = 5,21 + 1,5 \\ q_{\text{ser}} = 6,71 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

III.3.3 Mur Extérieur :**Tableau III.3:** Charge et surcharge des murs intérieurs

Composantes	N° Epaisseur (cm)	P. volumique (K N / m ³)	N° P. surfacique (KN / m ²)
Enduit de ciment ext.	2	20	0.40
Brique creuse de 12 trous	15	/	1.30
Brique creuse de 8 trous	10	/	0.40
Vide d'aire	5	/	/
Enduit de plâtre (int)	2	10	0.20
			G = 2,30

**Figure III.6:** Mur extérieur.**III.3.4 Balcon de terrasse (inaccessible) :****Tableau III.4 :** Évaluation des charges – Balcon de terrasse (inaccessible).

Composantes	N° Epaisseur (cm)	P. volumique (K N / m ³)	N° P. surfacique (KN / m ²)
Gravillon pour protection de l'étanchéité (5cm)	5	20	0.80
Etanchéité multicouches (36s) 2cm	3	6	0.12
Forme de pente (10cm)	4	4	0.20
Isolation thermique (polystyrène)	10	22	0.16
Plancher corps creux	16+4	/	2.85
Enduit au PLATRE de liant hydraulique (2cm)	2	20	0.20
			G = 6.33
			Q = 1.00

❖ Combinaison des charges

ELU :

$$q_{\text{ultim}} = 1,35.G + 1,5.Q$$

$$q_{\text{ultim}} = 1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1,00$$

$$q_{\text{ultim}} = 10,045 \text{ kN/m}$$

ELS :

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

$$q_{\text{ser}} = 6,33 + 1,00$$

$$q_{\text{ser}} = 7,33 \text{ kN/m}$$

III.3.5 Balcon d'étage (accessible) :

Tableau III.5 : Évaluation des charges – Balcon d'étage courant (accessible).

Composantes	N° Epaisseur (cm)	P. volumique (K N / m ³)	N° P. surfacique (KN / m ²)
Grés cérame, y compris la couche de mortier de pose de 4cm	2	22	0.40
Chape en mortier de ciment (3cm)	4	20	0.60
Enduit au PLATRE de liant hydraulique (2cm)	16+4	/	0.36
Cloison intérieures (10cm)	3	10	1
Plancher nervuré (16+4) à poutrelles coulées sur place, entrevous en béton, entraxe 60 cm, avec table de compression.	/	/	2.85
			G = 5,21
			Q = 3,50

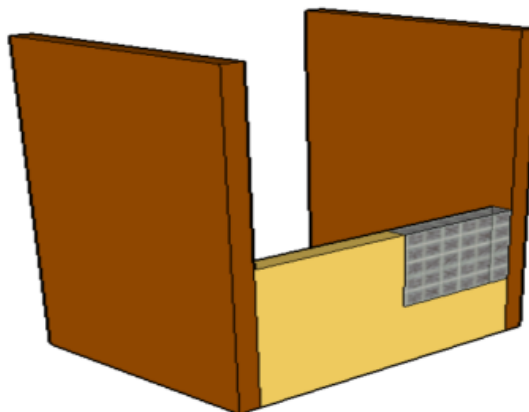


Figure III.7 : Schéma du balcon

❖ Combinaison des charges

ELU :

$$q_{ultim} = 1,35.G + 1,5.Q$$

$$q_{ultim} = 1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 3,5$$

$$q_{ultim} = 12,283 \text{ kN/m}$$

ELS :

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

$$q_{ser} = 5,21 + 3,5$$

$$q_{ser} = 8,71 \text{ kN/m}$$

III.4 Étude des éléments principaux

III.4.1 Pré-dimensionnement des Poteaux

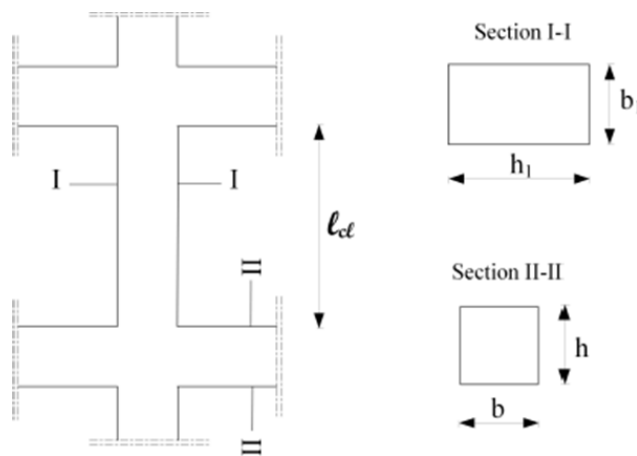


Figure III.8: Coffrage des poteaux

❖ Définitions :

- h_e : Hauteur libre d'étage $\rightarrow 306 \text{ cm}$
- L_0 : Longueur libre du poteau $\rightarrow 306 \text{ cm}$
- L_f : Longueur de flambement $\rightarrow 214.2 \text{ cm}$

a) Dimensionnement selon les règles CBA93 (Art. B.8.4.1)

Effort normal résistant théorique :

$$N_{rés.th} \leq (B_r \times \sigma_b + A \times \sigma_s) \text{ (CBA93, Art. B.8.4.1)}$$

Avec :

- B_r : Section réduite du poteau (en déduisant 1 cm d'épaisseur sur toute la périphérie)
- Pour une section rectangulaire ($a \times b$) :

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) [cm^2]$$

Contraintes :

- $\sigma_b = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Coefficient de flambement α (pour $\lambda \leq 50$) :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{\gamma_b \times 0,9} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Situation normale :

- $\gamma_b = 1,5$ (béton – situation normale)
- $\gamma_s = 1,15$ (acier)
- $f_e = 500 \text{ MPa}$

b) Détermination de la section réduite

Formule générale :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Selon CBA93, on prend :

$$\frac{A}{B_r} = 1\% = \frac{1}{100}$$

Pour un poteau intermédiaire, avec $\lambda = 30$:

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{30}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \times (0,857)^2 = 1 + 0,2 \times 0,7347 = 1,147$$

Application numérique :

$$B_r \geq \frac{1,147 \times N_u}{\left[\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times \frac{1}{100} \times \frac{500}{1,15} \right] \times 10^4} [cm^2]$$

Remarque : Le facteur 10^4 permet de convertir les unités si N_u est exprimé en Newtons.

c) Détermination de l'effort normal ultime (BAEL91)

$$P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

Avec :

- N_g : Effort normal dû aux charges permanentes
- N_q : Effort normal dû aux charges d'exploitation

d) Condition de flambement (CBA93, Art. B.8.4.1)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

- L_f : Longueur de flambement
- i : Rayon de giration de la section du béton
- I : Moment d'inertie dans le plan de flambement le plus défavorable
- B : Aire de la section du béton seul

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples :

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

où L_0 est la hauteur libre du poteau.

e) Dimensions adoptées

On dimensionne selon le poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire) avec une section carrée ($a = b$).

Tableau III.6 : Dimensions des poteaux par niveau.

Niveau	Dimensions (cm)
RDC, 1er et 2ème étage	40×40

III.4.2 Pré-dimensionnement des Poutres**III.4.2.1 Poutres Principales**

Formules de pré-dimensionnement :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times L_{\max}$$

$$b = (0,30 \div 0,40) \times h$$

Calcul :

- $L_{\max} = 410 \text{ cm}$
- $h = (27.33 \div 41) \text{ cm} \Rightarrow \boxed{h = 40 \text{ cm}}$
- $b = (12 \div 16) \text{ cm} \Rightarrow \boxed{b = 30 \text{ cm}}$

Tableau III.7 : Dimensions des poutres principales.

Élément	Dimensions (cm)
Poutre principale	30×40

III.4.2.2 Poutres secondaires (chaînage)

Formules de pré-dimensionnement :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times L_{\max}$$

$$b = (0,30 \div 0,40) \times h$$

Calcul :

- $L_{\max} = 380 \text{ cm}$
- $h = (25,33 \div 38) \text{ cm} \Rightarrow \boxed{h = 35 \text{ cm}}$
- $b = (12 \div 16) \text{ cm} \Rightarrow \boxed{b = 30 \text{ cm}}$

Tableau III.8 : Dimensions des poutres secondaires (chaînage).

Élément	Dimensions (cm)
Poutre secondaire (chaînage)	30×35

III.4.3 Pré-dimensionnement des Voiles

a) Épaisseur minimale (RPA 2024, Art. 7.7.1, Formule 7.10)

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

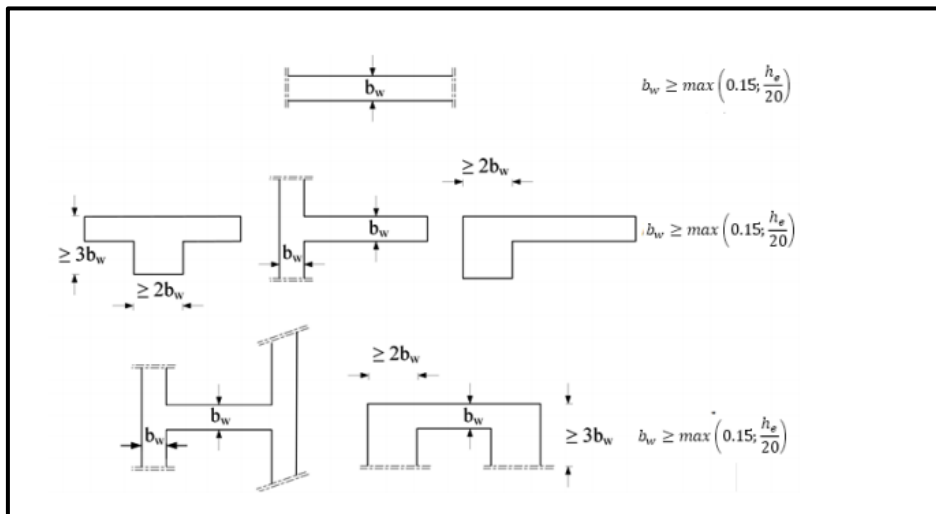


Figure III.9: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

Calcul :

$$h_e = 3,06 \text{ m} = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm}$$

Résultat :

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, 15,30 \text{ cm}) = 15,30 \text{ cm}$$

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

b) Condition des éléments de contreventement (RPA 2024, Art. 7.7.1, Formule 7.9)

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4 \cdot b_w, 1 \text{ m}\right)$$

Calcul :

$$\frac{h_e}{3} = \frac{306}{3} = 102 \text{ cm} = 1,02 \text{ m}$$

$$4 \cdot b_w = 4 \times 0,20 = 0,80 \text{ m}$$

$$1 \text{ m}$$

Résultat :

$$l_w \geq \max(1,02 \text{ m}, 0,80 \text{ m}, 1 \text{ m}) = 1,02 \text{ m}$$

$$l_w = 1,60 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

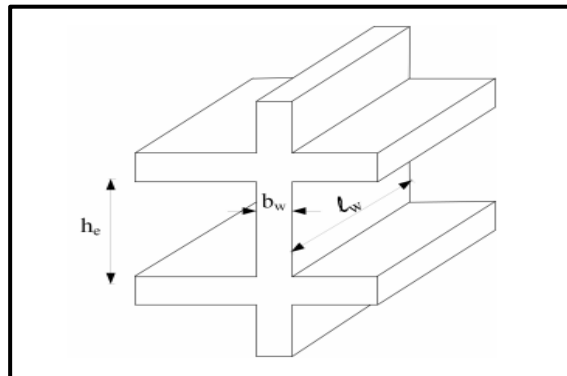


Figure III.10: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

c) Tableau récapitulatif des dimensions des voiles

Tableau III.9 : Récapitulatif des dimensions des voiles de contreventement.

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Épaisseur du voile	b_w	20	cm
Longueur du voile	l_w	1,60	m
Hauteur libre d'étage	h_e	3,06	m

III.4.4 Pré-dimensionnement des Planchers

Condition de flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

Calcul :

- $l_{\max} = 410 \text{ cm}$
- $h_t \geq \frac{410}{22,5} = 18,22 \text{ cm}$

Adoption :

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

Soit un plancher (16 + 4) :

- 16 cm : corps creux
- 4 cm : dalle de compression

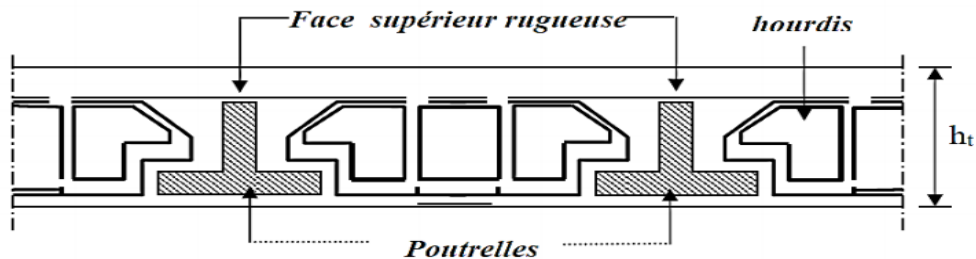
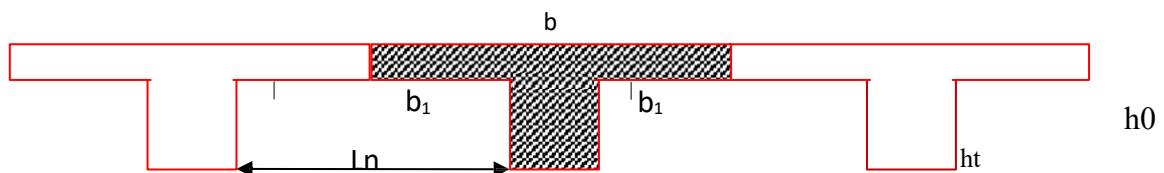


Figure III.11: coupe verticale du plancher à corps creux



Légende :

- b_0 : largeur de l'âme (nervure)
- b_1 : largeur de la table de compression en console (d'un côté)
- b : largeur totale de la table de compression
- h_t : hauteur totale du plancher

- h_0 : épaisseur de la dalle de compression
- L_n : distance entre nus de deux nervures consécutives

❖ **Données de base**

- **Hourdis choisi** : normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm
- **Largeur de l'âme** : $b_0 = 10$ cm
- **Entraxe des nervures** : 60 cm
- **Portée maximale** : $L = 410$ cm

Détermination de b_1 (largeur de la table en console)

La section en travée est considérée comme une section en T. La largeur de la table de compression est donnée par :

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

Calcul :

- $L_n = 55$ cm (distance entre nus)
- $\frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5$ cm
- $\frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41$ cm

$$b_1 = \min(27,5 \text{ cm}, 43 \text{ cm}) = \boxed{27,5 \text{ cm}}$$

Détermination de b (largeur totale de la table)

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = (2 \times 27,5) + 10 = 55 + 10 = \boxed{65 \text{ cm}}$$

Tableau III.10 : récapitulatif des caractéristiques géométriques des poutrelles

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Hauteur totale duplancher	ht	20	cm
Épaisseur de la dalle de compression	h_0	4	cm
Largeur totale de la table	b	65	cm
Largeur de la console	b_1	27.5	cm
Largeur de l'âme (nervure)	b_0	10	cm

Entraxe des nervures	<i>e</i>	60	cm
Distance entre nus	<i>Ln</i>	55	cm

III.5 Etude des éléments secondaires

III.5.1 Etude d'escalier

III.5.1.1 Définition et Terminologie

Un escalier est un ouvrage non structural conçu comme une succession régulière de plans horizontaux. Sa fonction principale est d'assurer la circulation verticale, permettant ainsi de relier différents niveaux d'un bâtiment.

Il est constitué des éléments suivants :

La marche : La surface plane et horizontale sur laquelle on prend appui pour se déplacer.

La contre-marche : La face verticale située entre deux marches consécutives.

L'emmarchement : La longueur utile de la marche, représentant la largeur de passage de l'escalier.

Le nez de marche : La partie saillante ou le bord avant de la marche.

Le giron : La distance horizontale mesurée entre deux nez de marche successifs (profondeur de la marche).

La paillasse : La dalle inclinée en béton armé qui supporte l'ensemble des marches et contre-marches.

Le palier : Une plateforme horizontale marquant le début, la fin ou une étape intermédiaire entre deux séries de marches.

La volée : Une suite ininterrompue de marches (comprenant au minimum 3 marches) située entre deux paliers successifs.

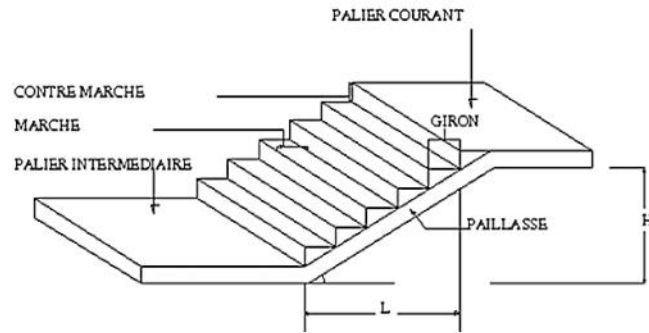


Figure III.12: Schéma d'escalier.

III.5.1.2 Pré-dimensionnement des escaliers :

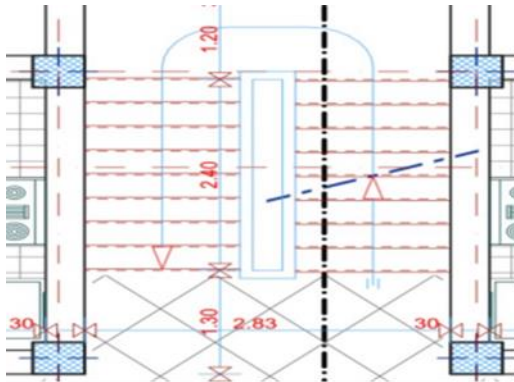


Figure III.13 : Vu en plan de l'escalier

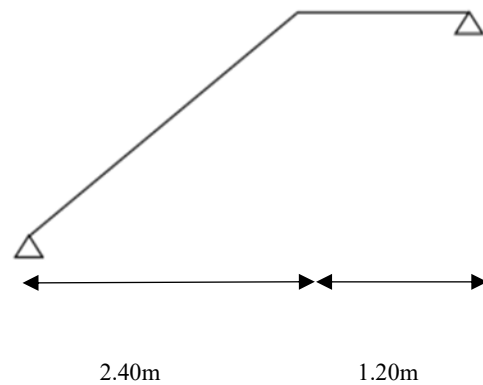


Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier

➤ Dimensionnement de l'escalier

Le dimensionnement de l'escalier est effectué à l'aide de la relation de Blondel, qui s'écrit comme suit :

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

où :

- h : hauteur de la contremarche, avec $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$ (habitation)
- g : giron de la marche, avec $g \geq 23 \text{ cm}$
- n : nombre de contremarches

a) Détermination des caractéristiques géométriques

- Hauteur de la volée :

$$H = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

- **Longueur de la volée :**

$$L = 2.40 \text{ m}$$

La volée comporte n contremarches et $(n-1)$ marches.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

Hauteur de contremarche :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} (16 \leq h \leq 18)$$

Giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} (g > 23 \text{ cm})$$

Vérification de la formule de Blondel :

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566$$

$$\alpha = 29.53^\circ; \cos \alpha = 0.87$$

b) Épaisseur de la volée

L'épaisseur de la volée est déterminée par la relation :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

Avec :

$$L = 2.40 \div \cos \alpha + 1.5 \times 1.3 = 4.55 \text{ m}$$

On obtient :

$$15.1 \text{ cm} \leq e_v \leq 22.7 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 15 \text{ cm}$

c) Épaisseur du palier

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0.87} = 17.24 \text{ cm}$$

On adopte :

$$e_p = 20 \text{ c}$$

III.5.1.3 Descente de charges

➤ Paillasse

Tableau III.11 : Évaluation des charges – Paillasse (volée d'escalier).

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de <i>ciment</i> horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical	0,02	0,23
5	Mortier de ciment vertical	0,02	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $\frac{e \times 25}{\cos \alpha}$ avec $e = 0,15 \text{ m}$	0,15	4,31
7	Poids propre des marches : (formule : $\frac{h}{2} \times \gamma$)	-	1,87
8	Garde-corps	-	0,10
9	Enduit en ciment : $2 \times 0,01 \times (1 / \cos \alpha)$ (soit 2 c d'épaisseur)	0,02	0,23
			G=8,13
			Q=2 50

Charge permanente : $G = 8,13 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Surcharge : $Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,72 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{ser} = G + Q = 10,63 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{cases}$$

➤ **Palier de repos**

Tableau III.12 : Évaluation des charges – Palier de repos.

N°	Désignation	e(m)	Densité (KN/m³)	Poids (KN/m²)
1	Poids propre du palier	0,20	25,00	5,00
2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de ciment	0,02	10,00	0,20
				G=6,36
				Q=2,50

Charge permanente : $G = 6,36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Surcharge : $Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{ser} = G + Q = 8,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

III.5.1.3 Ferrailage de l'escalier

- En travée

Moment ultime

$$M_t = 11,79 \text{ kN.m}; h = 15 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,79 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,045.$$

Puisque $\mu = 0,045 < \mu_1 = 0,392$, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A' = 0).$$

Bras de levier

On a $\beta = 0,976$.

Section d'acier requise

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,79 \times 10^3}{0,976 \times 13,5 \times 348} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Choix des armatures

On adopte 5 barres de diamètre 12 mm (5T12) donnant $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 4T10 ($A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 33 \text{ cm}$).

- **Sur appuis**

Moment ultime

$$M_a = 5,55 \text{ kN.m}; h = 20 \text{ cm}; d = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,55 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0.$$

On a $\beta = 0,993$.

Section d'acier requise

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,55 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,892 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Choix des armatures

On adopte 4T12 ($A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 33 \text{ cm}$).

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 4T10 ($A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 33 \text{ cm}$).

➤ **Vérifications**

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_s = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{25,01 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,18 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25; 5) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition satisfaite.}$$

- **Vérification au niveau des appuis**

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(25,01 + \frac{5,55 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = 1,70 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

D'après le logiciel RDM6 :

$$M_{\max} = 9,97 \text{ kN.m.}$$

$$M_{t,\text{ser}} = 0,85 \times M_{\max} = 8,47 \text{ kN.m}, M_{a,\text{ser}} = 0,40 \times M_{\max} = 3,98 \text{ kN.m.}$$

- **En travée**

$$A_s = 1,83 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 27,45y - 370,57 = 0 \Rightarrow y = 2,46 \text{ cm.}$$

L'axe neutre se situe dans la zone comprimée

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,46^3}{3} + 15 \times 1,83 \times (13,5 - 2,46)^2 = 3841,88 \text{ cm}^4.$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{t,\text{ser}}}{I} \times y = \frac{8,47 \times 10^3}{3841,88} \times 2,46 = 5,42 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis**

$$A_s = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Position de l'axe neutre

$$50y^2 + 9,45y - 170,1 = 0 \Rightarrow y = 1,75 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + 15 \times 0,63 \times (18 - 1,75)^2 = 2674,1 \text{ cm}^4.$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{3,98 \times 10^3}{2674,1} \times 1,75 = 2,60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{270} = 0,063 \geq 0,033 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,005 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \text{ Condition vérifiée.}$$

Aucun calcul supplémentaire de la flèche n'est requis.

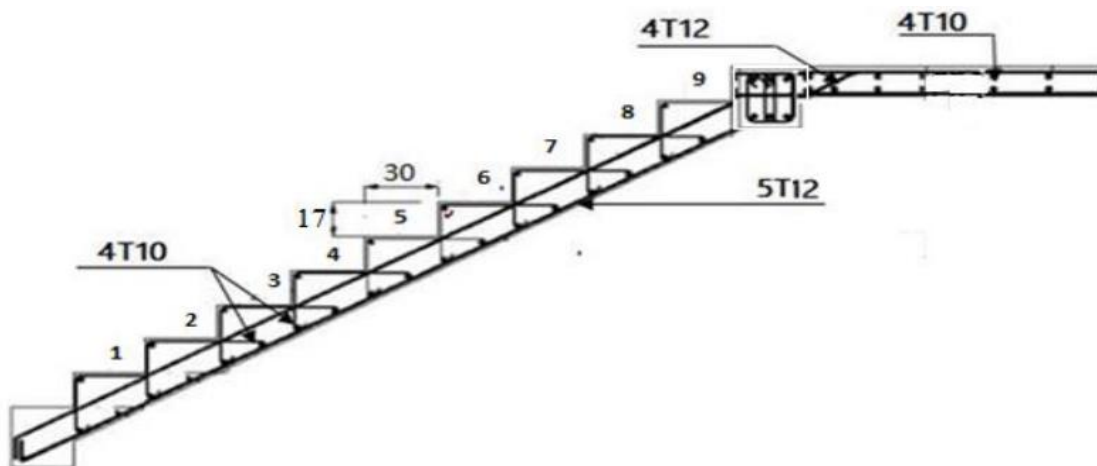


Figure III.15: Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.5.2 Etude de l'acrotère

III.5.2.1 Définition et Terminologie

L'acrotère est un élément non structural en béton armé situé en partie supérieure des toitures-terrasses. Il s'agit d'un muret périphérique continu qui dépasse le niveau de la dalle de toiture.

Dans le cadre du présent projet, l'acrotère est considéré comme un élément soumis principalement à des efforts de flexion composée dus à son poids propre et aux actions horizontales, notamment l'action sismique.

Il assure plusieurs fonctions, notamment la protection des personnes contre les chutes, la finition architecturale de la toiture, ainsi que le maintien des éléments d'étanchéité

III.5.2.2 Pré-dimensionnement des l'acrotère

❖ Données géométriques

L'acrotère est considéré comme un élément en béton armé soumis à la flexion composée.

- $h = 60 \text{ cm}$, $h_0 = 10 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

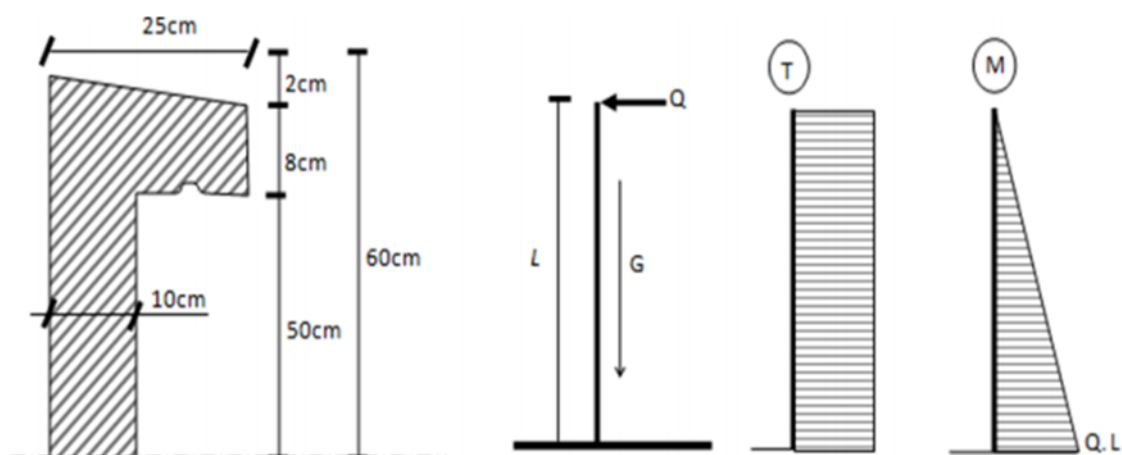


Figure III.16: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère

❖ Matériaux

- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- Acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

❖ Évaluation des charges

➤ Poids propre

$$G = W_p = S_e \times \gamma_b = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation

$$\text{Main courante : } N_Q = Q = 1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

❖ Vérification vis-à-vis du séisme (RPA 2024, art. 6.3)

Condition à vérifier :

$$F_{pk} < 1,5Q$$

Avec :

$$F_{pk} = (A \times I \times S) \times C_p \times \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \times W_p$$

$$F_{pk} = (0,10 \times 1 \times 1,55) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,6}{20,49}\right) \times 1,83 = 0,25 \text{ KN}$$

$$F_{pk} = 0,25 \text{ KN} < 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Paramètres utilisés (selon RPA 2024) :

- $A = 0,10$ (zone sismique, tableau 3.2)
- $I = 1$ (importance, tableau 3.10)
- $S = 1,55$ (site, tableaux 3.3 et 3.4)
- $C_p = 0,8$ (facteur de force horizontale, tableau 6.1)
- W_p : poids de l'élément
- H : hauteur totale du bâtiment
- h_z : hauteur du niveau considéré depuis la base

❖ Sollicitations

➤ ELU

- Effort normal : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN/ml}$
- Moment de flexion : $M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

➤ **ELS**

- Effort normal : $N_{ser} = G = 1,83 \text{ KN/ml}$
- Moment : $M_{ser} = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V = 1 \text{ KN}$

➤ **Excentricité**

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

- $e_1 = M_u/N_u = 0,36 \text{ m}$
- $e_a = \max(2 \text{ cm}, L/250) = 2 \text{ cm}$
- $e_2 = \frac{3L_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + a\alpha)$ avec $L_f = 2h = 1,2 \text{ m}$, $\alpha = 3,33$, $a = 0 \rightarrow e_2 = 0,00144 \text{ m}$
D'où $e_0 = 0,381 \text{ m}$.

Comparaison : $e_0 = 0,381 \text{ m} > \frac{h_0}{2} - C' = 0,03 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieur de la zone située entre les armatures $\rightarrow$ section partiellement comprimée.

❖ **Sollicitations par rapport au centre de gravité des aciers tendus**

➤ **ELU**

$$e_u = e_0 + (d - h_0/2) = 0,381 + (0,09 - 0,05) = 0,421 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e_u = 2,47 \times 0,421 = 1,04 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS**

$$e_0 = M_s/N_{ser} = 0,6/1,83 = 0,33 \text{ m}$$

$$e_s = 0,33 + (0,09 - 0,05) = 0,37 \text{ m}$$

$$M_{ser} = 1,83 \times 0,37 = 0,68 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification du type de compression :**

$$(d - C')N_u - M_u = -0,87 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81C')f_{bc} \times b \times h = 24,79 \text{ KN.m}$$

→ Section partiellement comprimée → calcul sur section rectangulaire ($b \times h$) = (100 × 10) cm².

❖ **Calcul du ferrailage (E. L. U. R)**

$$b = 100 \text{ cm}, h = 10 \text{ cm}, d = 9 \text{ cm}, M_u = 1,04 \text{ KN.m.}$$

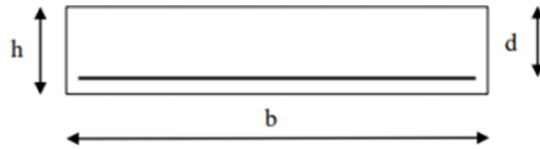


Figure III.17: Section d'acrotère à ferrailer.

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

Vérification des armatures comprimées :

$$\mu_1 = 0,392 > \mu \rightarrow A' = 0 \text{ (non nécessaires).}$$

Paramètres de la section :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$y = \alpha d = 0,001 \text{ m}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09 \text{ m}$$

Section d'acier tendu :

- Flexion simple : $A_u = M_u / (Z_b \sigma_s) = 0,033 \text{ cm}^2$
- Flexion composée : $A_{sl} = A_u - N_u / (100 \sigma_s) = -0,037 \text{ cm}^2$
- Non-fragilité : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : $A_s = \max(0,033; -0,037; 1,09) = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement $e = \min(3h; 33) = 30 \text{ cm} \rightarrow$ barres T8 tous les 30 cm $\rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures de répartition : $A_r = A_s/4 = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement $e = \min(4h; 45) = 40 \text{ cm} \rightarrow$ T8 tous les 40 cm.

❖ Vérifications

➤ Cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{vérifié.}$$

❖ Vérification à l'ELS

Position de l'axe neutre :

$$50y_1^2 + 30,15y_1 - 271,35 = 0 \rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{100 \times 2,05^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2 = 1524,65 \text{ cm}^4$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié.}$$

Contrainte dans l'acier (fissuration préjudiciable, $\eta = 1,6$) :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{680}{1524,65} \times (9 - 2,05) = 46,50 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié.}$$

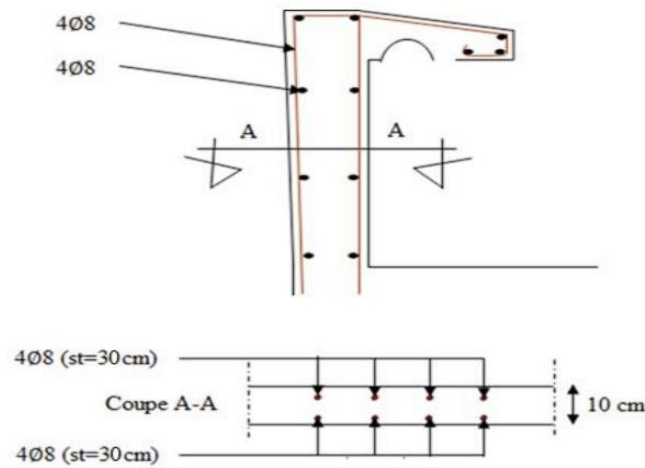


Figure III.18: Schéma du ferrailage d'acrotère

III.6 Analyse dynamique (Étude sismique)

III.6.1 Méthode d'analyse adoptée

Conformément aux exigences du RPA 2024, la méthode d'analyse adoptée est **la méthode modale spectrale**.

Cette méthode est applicable dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable, en particulier pour les structures irrégulières en plan. Elle permet de prendre en compte la contribution des différents modes propres de vibration de la structure.

III.6.2 Paramètres sismiques de base

Les paramètres sismiques sont déterminés en fonction de la situation géographique du projet, situé dans la wilaya de M'Sila (Zone IV), ainsi que des caractéristiques de la structure (Bloc B, R+5).

◆ Coefficient d'accélération calcul (A) de:

Le coefficient d'accélération de calcul A , représentant l'intensité de l'action sismique, est déterminé selon le RPA 2024 (Tableau 3.3).

Pour une zone sismique IV (faible à moyenne), on adopte :

Tableau III.13 : Coefficient d'accélération de zone (A) selon RPA 2024.

<i>Zone sismique</i>	<i>Coeff (A)</i>
Faible à moyenne (IV)	0,20

◆ Coefficient d'importance (I) :

Le coefficient d'importance I dépend de la catégorie de l'ouvrage. Selon le RPA 2024 (Tableau 3.11), le bâtiment étudié appartient au **Groupe 2 (importance moyenne)**, correspondant aux bâtiments d'habitation collective ou de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Ainsi, on adopte :

Tableau III.14 : Coefficient d'importance (I) selon RPA 2024.

<i>Importance d'ouvrage</i>	<i>Coeff (I)</i>
Importance moyenne (2)	1

◆ Paramètres du site (S, T_1 , T_2 , T_3) :

D'après le rapport géotechnique, le site est classé **S3**. En tenant compte de la zone sismique IV, le spectre de réponse à considérer est de **type 2**, conformément au RPA 2024 (Tableau 3.5).

Les paramètres correspondants sont :

Tableau III.15 : Paramètres du spectre de réponse – Catégorie de site S3 (Type 02).

<i>Notre cas (type 02)</i>	<i>S3</i>
----------------------------	-----------

T1 (sec)	0.15
T2 (sec)	0.60
T3 (sec)	2.00
S	1.30

◆ Coefficient de comportement de la structure (R) :

Le coefficient de comportement R caractérise la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique par un comportement ductile.

Dans notre cas, il s'agit d'un **système de contreventement mixte**, où la reprise des charges verticales et horizontales est assurée conjointement par une ossature spatiale (portiques) et des voiles de contreventement.

La structure étudiée comporte un nombre de niveaux inférieur ou égal à 4, avec une hauteur totale ne dépassant pas 15,30 m.

Selon le RPA 2024 (Tableau 3.18), ce système est assimilé à un système à voiles.

Par conséquent, la valeur adoptée est :

$$R = 4,5 \text{ (b)}$$

◆ Facteur de qualité (QF) :

Le facteur de qualité QF tient compte du niveau de qualité de conception, de calcul et d'exécution de la structure.

Selon le RPA 2024, lorsque les règles de conception parasismique sont respectées et que l'exécution est réalisée conformément aux prescriptions réglementaires, on adopte généralement :

$$QF = 1,05$$

Tableau III.16 : Calcul du facteur de qualité QF (catégorie a) selon RPA 2024.

<i>Facteur de qualité QF (catégorie a)</i>	Pq (X)	Pq (Y)
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0

Redondance en plan	0	0
Total	0,05	0,05
Qf	1,05	1,05

◆ Taux d'amortissement :

Le coefficient d'amortissement critique ζ dépend de la nature du matériau constitutif de la structure. Selon le RPA 2024 (Tableau 3.6), pour une structure en béton armé avec voiles de contreventement, on adopte :

$$\zeta = 10\%$$

◆ Facteur de correction de l'amortissement visqueux :

Le facteur de correction de l'amortissement visqueux η est déterminé à partir de l'équation (3.9) du RPA 2024 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

En remplaçant $\zeta = 10\%$, on obtient :

$$\eta = 0,76$$

III.6.3 Méthode statique équivalente

III.6.3.1 Spectre de réponse de calcul

RPA2024 (art 3.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2 + T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T \leq T_4 \end{cases}$$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Ordonnée du spectre de calcul normalisée par rapport à l'accélération de la pesanteur g .

Elle représente l'accélération spectrale de dimensionnement, exprimée en fraction de g .

- R : Coefficient de comportement global de la structure.

Il reflète la capacité de dissipation d'énergie de la structure (ductilité, surrésistance).

- Q_F : Facteur de qualité.

Il tient compte des critères de régularité, de redondance et de qualité d'exécution.

- A : Coefficient d'accélération de zone.

Valeur de l'accélération maximale du sol (en g) pour la zone sismique considérée.

- I : Coefficient d'importance du bâtiment.

Il dépend de la catégorie d'usage et de la protection visée.

- S : Coefficient de site.

Il représente l'effet des conditions locales du sol sur l'amplitude du mouvement sismique.

- T_1 : Période minimale définissant le début du palier d'accélération spectrale constante.

Pour $T \leq T_1$, l'ordonnée spectrale suit une branche linéaire croissante.

- T_2 : Période maximale du palier d'accélération spectrale constante.

Pour $T_1 \leq T \leq T_2$, $\frac{S_{ad}}{g}$ est constante.

- T_3 : Période définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

Pour $T > T_3$, l'ordonnée spectrale décroît en $1/T^2$.

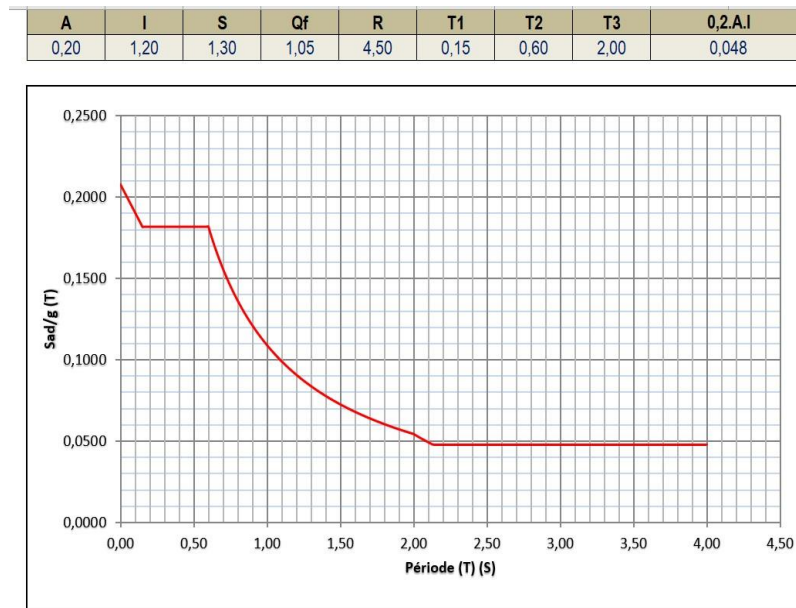


Figure III.19: Forme du spectre de repense

III.6.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.2.3. de l'RPA 2024 La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

- V : Effort tranchant à la base (Force sismique totale) en KN.
- λ : Coefficient de correction.
- $S_{ad}/g (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul horizontal.
- W : Poids sismique total du bâtiment en KN.

➤ **Détermination du coefficient λ**

Selon le RPA 2024 :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T \leq 2T_2 \text{ et } N > 2 \\ 1 & \text{sinon} \end{cases}$$

Dans notre cas :

- $T_x = 0.47 \text{ s} \leq 2T_2 = 1.20 \text{ s}$
- $T_y = 0.45 \text{ s} \leq 2T_2 = 1.20 \text{ s}$
- Bâtiment de plus de 2 niveaux

Donc :

$$\lambda = 0.85$$

➤ **Estimation de la période fondamentale**

La période empirique est donnée par :

$$T = C_t \times (h_n)^{3/4}$$

Avec :

- $C_t = 0.05$
- $h_n = 18.36 \text{ m}$

On obtient :

$$T = 0.05 \times (18.36)^{3/4} = 0.44$$

Tableau III .17 : valeur de la période(T_0)

Cas	Période à utiliser
$T_{calculer} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calculer}$
$T_{calculer} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

➤ **Période à utiliser dans le calcul**

Selon le RPA 2024, la période de calcul ne doit pas dépasser :

$$T_0 \leq 1.3 T_{emp}$$

D'où :

$$T_0 = 1.3 \times 0.44 = 0.57 \text{ s}$$

Les périodes issues de l'analyse numérique étant supérieures à cette valeur :

- $T_x = 0.47 \text{ s}$
- $T_y = 0.45 \text{ s}$

On adopte :

$$T_0 = 0.44 \text{ s}$$

Selon le tableau 4.4 de l'RPA2024 on conclut que :

- $S_a/g(T_0-x) = 0,182$
- $S_a/g(T_0-y) = 0,18$

➤ **Poids sismique totale de la structure W :**

Le poids sismique total est déterminé par :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \Psi W_{Qi}$$

où

- W_{Gi} : charges permanentes
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- $\Psi = 0.30$ (bâtiment d'habitation)

charge d'exploitation et donne au Tableau (4.2) de l'RPA2024.

Pour notre cas $W = 25536,76 \text{ KN}$

A partir de ces paramètres on obtient les forces sismiques calculées par la méthode statique équivalente:

$$V_x = 3950,54 \text{ KN}$$

$$V_y = 3950,54 \text{ KN}$$

III.6.3.1 Calcul de la force sismique totale

La résultante des forces sismiques à la base, notée V_t , obtenue par la combinaison des modes de vibration, ne doit pas être inférieure à 80 % de la force sismique totale V , déterminée par la formule (4.1) du RPA 2024, en utilisant la période fondamentale T_0 (cf. § 4.2.4).

Ainsi, la condition suivante doit être vérifiée :

$$V_t \geq 0,8 V$$

Dans le cas contraire, c'est-à-dire si :

$$V_t < 0,8 V$$

il est nécessaire d'appliquer un facteur de majoration à l'ensemble des paramètres de la réponse (efforts, déplacements, moments, etc.), égal au rapport :

$$\frac{0,8 V}{V_t}$$

Tableau. III .18 : Vérification de la résultante sismique.

Direction	V statique (KN)	0,8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Vérification
EX	3950.54	3160.43	3546.01	Vérifiée
EY	3950.54	3160.43	3557.17	Vérifiée

III.6.4 Vérification de comportement dynamique

Tableau III.19 : Périodes et facteurs de participation massique modale (analyse modale spectrale).

Mode	Période	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Cumul	Cumul	Cumul
------	---------	--------	--------	--------	-------	-------	-------

(s)					UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0,463	1	72	0	1	72	0
2	0,433	72	1	0	73	73	0
3	0,358	0	0	72	73	73	72
4	0,122	18	0	74	91	73	72*
5	0,113	17	0	0	91	73	72
6	0,079	0	0	18	91	73	90
7	0,059	0	6	89	91	79	90*
8	0,054	6	0	0	97	79	90
9	0,038	0	2	97	97	81	90*
10	0,032	3	0	0	100	81	90
11	0,030	0	1	0	100	82	90
12	0,026	0	0	0	100	82	90

Tableau III.20: Efforts tranchants dynamiques par niveau (analyse modale spectrale)

Niveau	Cas	Type	V _x (kN)	V _y (kN)	Combinaison
d'analyse					
Étage 5	EX	LinRespSpec	1054,13	50,41	G + 0,4Q

Étage 4	EX	LinRespSpec	1925,45	95,22	G + 0,4Q
Étage 3	EX	LinRespSpec	2584,58	128,55	G + 0,4Q
Étage 2	EX	LinRespSpec	3069,81	151,85	G + 0,4Q
Étage 1	EX	LinRespSpec	3389,50	165,39	G + 0,4Q
RDC	EX	LinRespSpec	3546,01	170,40	G + 0,4Q
Étage 5	EY	LinRespSpec	50,07	1058,92	G + 0,4Q
Étage 4	EY	LinRespSpec	94,69	1932,38	G + 0,4Q
Étage 3	EY	LinRespSpec	128,95	2594,49	G + 0,4Q
Étage 2	EY	LinRespSpec	152,49	3078,68	G + 0,4Q
Étage 1	EY	LinRespSpec	165,77	3397,88	G + 0,4Q
RDC	EY	LinRespSpec	170,40	3557,17	G + 0,4Q

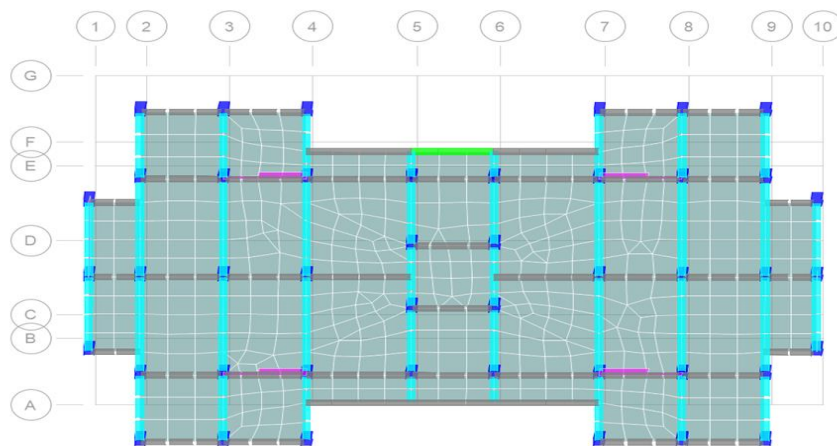


Figure III.20 : Mode 1 : Translation suivant Y.

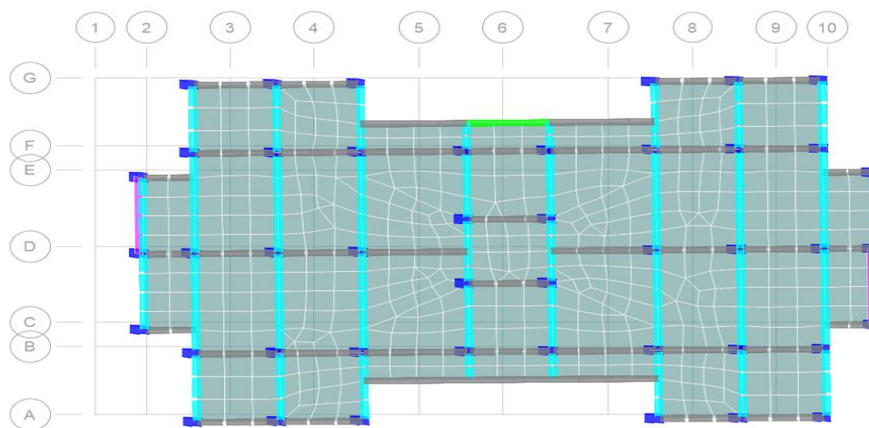


Figure III.21 : Mode 2 : Translation suivant X.

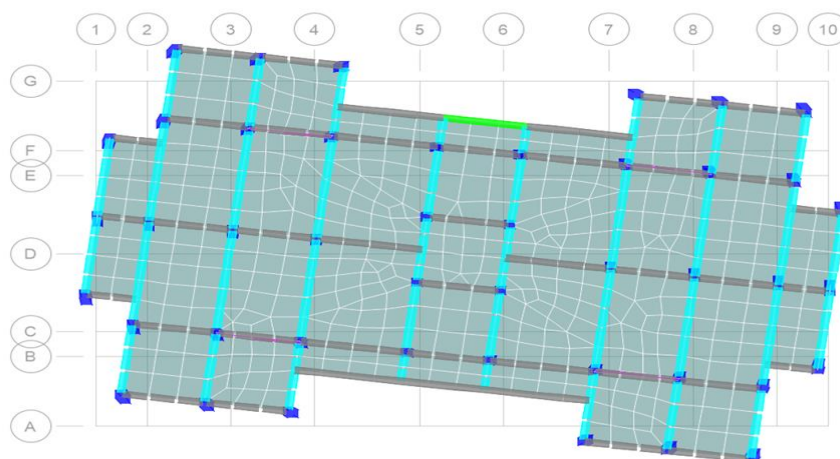


Figure III.22 : Mode 3 : Torsion.

III.6.5 Répartition des efforts sismiques entre poteaux et voiles

Le tableau ci-dessous présente la répartition des efforts sismiques à la base (E_x et E_y) entre les poteaux et les voiles.

Tableau III.21 : Justification du coefficient de comportement R

Direction	Effort total (KN)	Poteaux (KN)	Poteaux (%)	Voiles (KN)	Voiles (%)
E_x	3546,01	743,72	20,97%	2802,29	79,03%
E_y	3557,17	748,16	21,03%	2809,01	78,97%

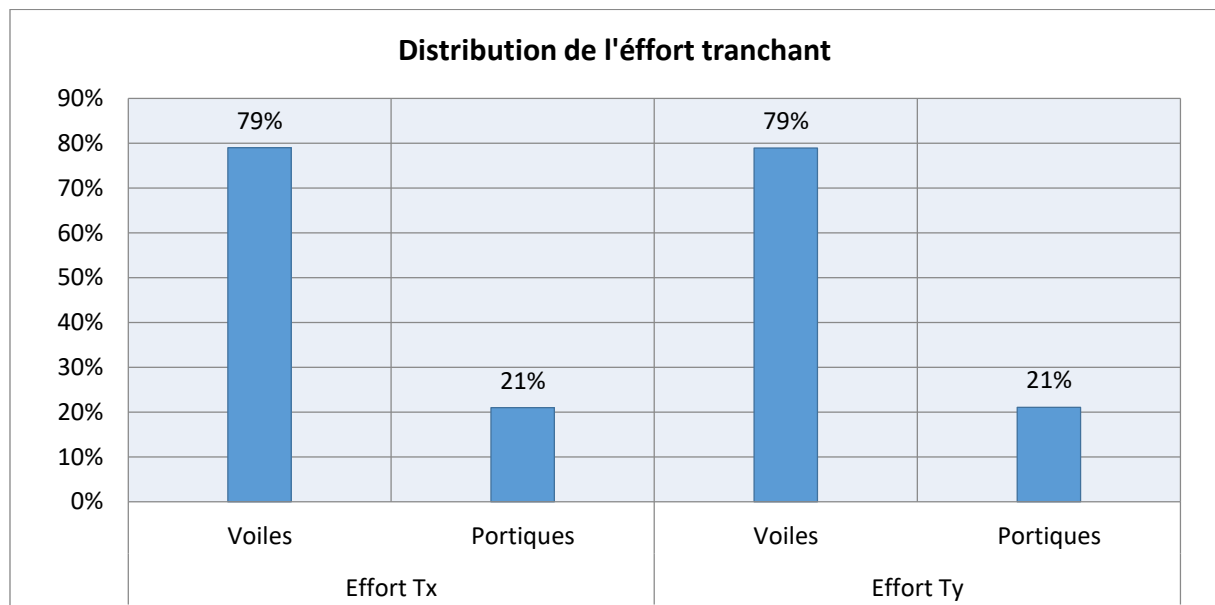


Figure III.23 : Répartition de l'effort tranchant entre voiles et portiques

Remarque :

D'après les pourcentages obtenus, les voiles reprennent environ 79% de l'effort sismique dans les deux sens. Par conséquent, conformément aux articles du RPA 2024, notre structure est considérée comme un système de contreventement constitué principalement par des voiles (Système 05). Cela permet de justifier le choix du coefficient de comportement

$R = 4,5$ (catégorie b) dans la suite de l'étude.

III.6.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les équations (4.7) et (4.8) du RPA 2024.

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (4.7)$$

Une force concentrée F_t est ajoutée au sommet pour tenir compte des modes supérieurs de vibration :

$$F_t = 0.07 \times T_0 \times V$$

avec T_0 en secondes.

Cependant, la valeur de F_t ne dépasse pas $0.25V$ et elle est prise égale à 0 si $T_0 \leq 0.7$ s.

Dans notre cas :

$$F_t = 0.07 \times 0.44 \times 3950.54$$

$$F_t = 121.67 \text{ kN}$$

Vérification :

$$0.25V = 0.25 \times 2024.8 = 987.63 \text{ kN}$$

$$F_t < 0.25V \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$T_0 < 0.7 \text{ s} \rightarrow \text{donc selon RPA :}$$

$$\boxed{F_t = 0}$$

La partie restante $V - F_t = V$ est répartie sur les niveaux selon l'équation (4.8) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n (W_j \times h_j)}$$

où :

- F_i : effort horizontal au niveau i
- h_i : hauteur du niveau i par rapport à la base
- W_i : poids du niveau i (charges permanentes + $\psi \times$ charges d'exploitation, avec $\psi = 0.30$ pour l'habitation)

Tableau III.22 : Distribution verticale des efforts tranchants et des déplacements inter-étages

Niveau	Σ Poids (KN)	δ_{ekx} (cm)	δ_{eky} (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
6	4245,89	1,153	1,321	1054,13	1058,92
5	8504,07	0,951	1,087	1925,45	1932,38
4	12762,24	0,73	0,832	2584,58	2594,49
3	17020,41	0,499	0,568	3069,81	3078,68
2	21278,59	0,278	0,317	3389,50	3397,88
1	25536,76	0,096	0,111	3546,01	3557,17

❖ **Vérification de l'effet noyau (système à effet de torsion)**

Tableau III.23 : Paramètres géométriques et massiques

Niveau	H (m)	U_x (m)	U_y (m)	R_z (Rad)	Masse (kg)	I_z (kg.m ²)
6	18,36	139,89	77,72	0,0672	479816,50	48675396
5	15,30	124,43	65,18	0,0565	540034,17	59720258
4	12,24	103,99	51,26	0,0444	549275,55	59946456
3	...	...	...	...	...	...
2	...	...	...	...	...	...
1	...	...	...	...	...	...

❖ **Vérification de la stabilité au renversement****Tableau III.25 :** Vérification du moment de renversement et de stabilité

Direction	Étage	H (m)	V (KN)	W (KN)	Xg/Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Condition (Ms ≥ 1,3 Mr)
X	1	3,06	3546,01	25536,76	15,90	478,92	406034,50	OK (Ms/Mr = 8,52 > 1,3)
Y	1	3,06	3557,17	25536,76	9,70	487,41	247706,58	OK (Ms/Mr = 5,18 > 1,3)

❖ **Vérification de la force sismique minimale par niveau (Fpk)**

Les diaphragmes (planchers) doivent être capables de transmettre les effets de l'action sismique aux différents systèmes de contreventement. Conformément à l'article 6.1.2 du RPA 2024, la force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k est donnée par :

$$F_{pk} = \frac{F_i + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} \cdot W_{pk}$$

où :

- F_i : effort horizontal revenant au niveau i ;
- F_t : force concentrée au sommet (le cas échéant) ;
- W_i : poids du niveau i ;
- W_{pk} : poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k , incluant une fraction des charges d'exploitation (coefficient ψ selon Tableau 4.2).

La force F_{pk} doit vérifier l'encadrement suivant (équation 6.2) :

$$0,35 \leq \frac{F_{pk}}{(A.I.S).W_{pk}} \leq 0,70$$

Les résultats de cette vérification sont regroupés dans les tableaux 2a et 2b ci-dessous.

Tableau III.26 : Poids et efforts totaux par niveau

Niveau	WPK (KN)	ΣWPK (KN)	0,35.A.I.S.Wpk (KN)	0,70.A.I.S.Wpk (KN)	ΣF_{ix} (KN)	ΣF_{iy} (KN)
6	4245,89	4245,89	463,65	927,30	1054,13	1058,92
5	4258,17	8504,07	464,99	929,99	1925,45	1932,38
4	4258,17	12762,24	464,99	929,99	2584,58	2594,49
3	...	...	...	...	...	...
2	...	...	...	...	...	...
1	...	...	...	...	...	...

Tableau III.27 : Forces sismiques concentrées (Fpk) et vérification

Niveau	Fpkx (KN)	D.Design Fpkx (KN)	Condition X	Fpky (KN)	D.Design Fpky (KN)	Condition Y
6	1054,13	1054,13	C.N.V	1058,92	1058,92	C.N.V
5	964,12	964,12	C.N.V	967,59	967,59	C.N.V
4	862,36	862,36	OK	865,66	865,66	OK
3	...	...	...	...	...	...
2	...	...	...	...	...	...
1	...	...	...	...	...	...

❖ Vérification de l'effet P-Δ (2e ordre)

Le coefficient de stabilité au niveau d'un étage k est défini par :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

où :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation au-dessus du niveau k ;
- Δ_k : déplacement relatif élastique du niveau k par rapport au niveau $k - 1$;
- V_k : effort tranchant d'étage ;
- h_k : hauteur de l'étage.

Selon la valeur de θ_k :

- Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approchée en amplifiant les effets de l'action sismique par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta_k \geq 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

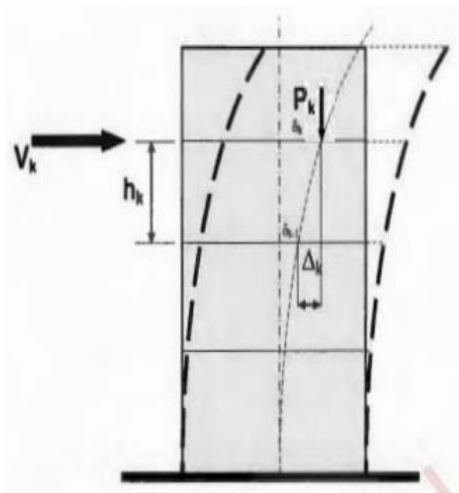
Figure III.24 : L'effet P- Δ

Tableau III.28 : Caractéristiques des niveaux (poids, hauteur, efforts)

Niveau	W (KN)	H (m)	V _x (KN)	V _y (KN)
6	4245,89	3,06	1054,13	1058,92
5	8504,07	3,06	1925,45	1932,38
4	12762,24	3,06	2584,58	2594,49
3	17020,41	3,06	3069,81	3078,68
2	21278,59	3,06	3389,50	3397,88
1	25536,76	3,06	3546,01	3557,17

Tableau III.29 : Déplacements et coefficients θ

Niveau	R/Qf	Δx (cm)	θx	Condition ($\theta < 0,10$)	Δy (cm)	θy	Condition
6	4,09	0,826	0,0109	OK	0,957	0,0125	OK
5	4,09	0,904	0,0130	OK	1,043	0,0150	OK
4	4,09	0,945	0,0152	OK	1,080	0,0174	OK
3	4,09	0,904	0,0164	OK	1,027	0,0186	OK
2	4,09	0,745	0,0153	OK	0,843	0,0172	OK
1	4,09	0,393	0,0092	OK	0,454	0,0107	OK

❖ Vérification des déplacements inter-étages (non-effondrement et limitation des dommages)

Texte extrait du RPA 2024 (traduction libre) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser $0,015 h_k$, où h_k est la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif élastique Δ_k est calculé par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

(avec δ_k le déplacement absolu du niveau k).

La condition à vérifier est donc :

$$\Delta_k \leq 0,015 \times h_k$$

Tableau III.30 : Déformations élastiques par niveau

Niveau	H (m)	R/Qf	δ_{ekx} (cm)	δ_{kx} (cm)	δ_{eky} (cm)	δ_{ky} (cm)
6	3,06	4,09	1,153	0,202	1,321	0,234
5	3,06	4,09	0,951	0,221	1,087	0,255
4	3,06	4,09	0,730	0,231	0,832	0,264
3	3,06	4,09	0,499	0,221	0,568	0,251
2	3,06	4,09	0,278	0,182	0,317	0,206
1	3,06	4,09	0,096	0,096	0,111	0,111

Tableau III.31 : Déplacements relatifs finaux et vérification

Niveau	Δx (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition ($\Delta x < \bar{\Delta}$)	Δy (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition ($\Delta y < \bar{\Delta}$)
6	0,826	4,590	OK	0,957	4,590	OK
5	0,904	4,590	OK	1,043	4,590	OK
4	0,945	4,590	OK	1,080	4,590	OK
3	0,904	4,590	OK	1,027	4,590	OK
2	0,745	4,590	OK	0,843	4,590	OK
1	0,393	4,590	OK	0,454	4,590	OK

III.7 calcul des éléments principaux

III.7.1 ferrailage d'un poteau (40×40 cm)

III.7.1.1 données de base

Tableau III.32 : Caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier.

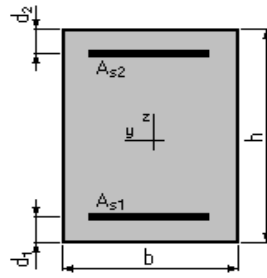
Matériau	Caractéristique	Symbole	Valeur
Béton	Résistance caractéristique à 28 jours	f_{c28}	25,0 MPa
Béton	Résistance à la traction	f_{ct28}	2,1 MPa
Béton	Contrainte limite en compression (ELU)	f_{bu}	14,17 MPa
Acier	Limite d'élasticité	f_e	500 MPa
Acier	Coefficient de sécurité	γ_s	1,15
Acier	Contrainte de calcul à l'ELU	σ_{st}	434,8 MPa
Acier	Contrainte limite en service (fissuration peu préjudiciable)	$\bar{\sigma}_s$	348 MPa (pour l'exemple, mais non utilisé car fissuration non préjudiciable)

➤ Géométrie du poteau

- Largeur : $b = 40,0$ cm
- Hauteur : $h = 40,0$ cm
- Enrobage des armatures longitudinales : $d_1 = d_2 = 2,5$ cm
- Enrobage des cadres (selon RPA 2024) : $c = 3,0$ cm
- Hauteur utile pour le cisaillement : $d = h - c = 37$ cm
- Longueur de flambement : $L_{cl} = 2,84$ m

➤ Hypothèses de calcul

- Type de fissuration : non préjudiciable
- Calcul : en poteau (flexion composée)
- Règles applicables : BAEL 91 mod. 99 + RPA 2024 (zone sismique IV)
- Prise en compte des dispositions sismiques : oui pour les cadres



III.7.1.2 efforts appliqués

➤ Efforts normaux et moments (ELU, ELS, ELA)

Les combinaisons d'actions ont donné les efforts suivants (cas les plus défavorables) :

Tableau III.33 : Récapitulatif des efforts N et M sous combinaisons fondamentales et accidentelles.

Cas	Type de sollicitation	N (kN)	M (kN·m)
1	ELU	113,75	-28,79
2	ELU	113,43	29,06
3	ELU	680,41	4,14
4	ELS	84,26	-21,32
5	ELS	84,02	21,52
6	ELS	504,01	3,07
7	ELA (accidentel)	108,12	-75,29
8	ELA	70,56	75,93
9	ELA	783,00	-18,25

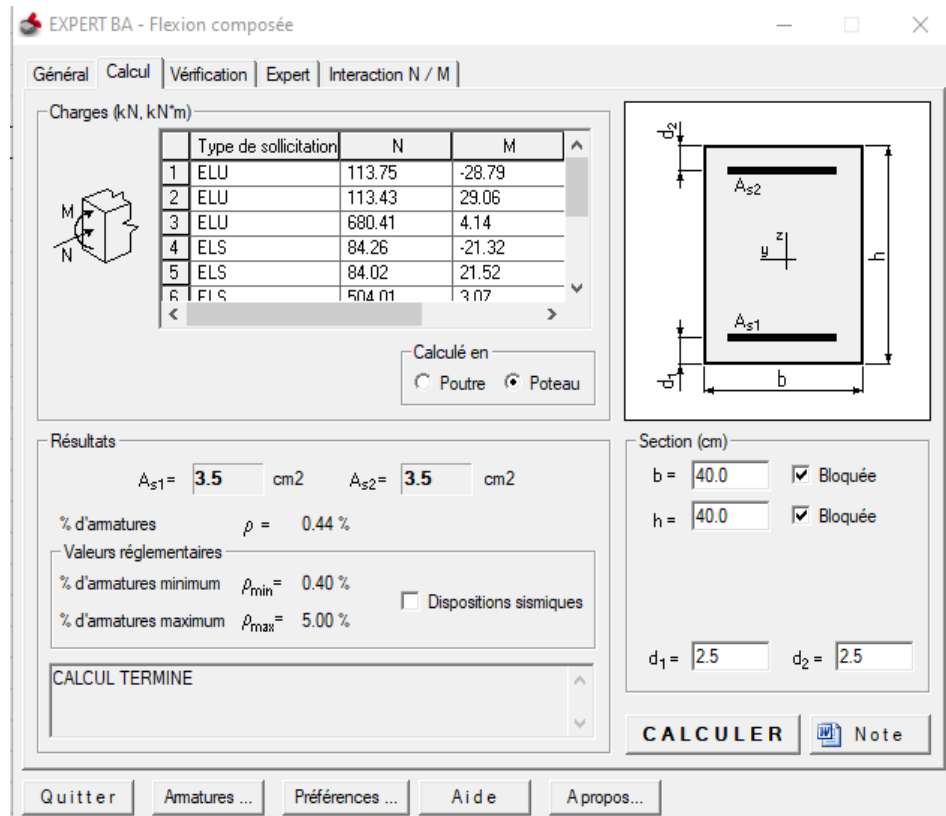


Figure III.25 : Résultats initiaux du poteau (EXPERT BA) – $A_{s1} = A_{s2} = 3,5 \text{ cm}^2$, $\rho = 0,4\%$.

➤ **Efforts tranchants (pour le calcul des cadres)**

Tableau III.34 : Efforts tranchants ultimes (ELU) selon les directions Y-Y et Z-Z.

Direction	Effort tranchant ultime
Y – Y	56,85
Z – Z	48,89

EXPERT BA - Flexion composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Sections des armatures

$A_{s1} = 6.0$ cm² $A_{s2} = 6.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.75$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.40$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00$ % ☐ Dispositions sismiques

Excentrement (cm) $e_z = 0.0$

Calculé en ☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats (kN, kN*m)

ELU : N = 2746.67 M = 0.00

ELS : N = 2669.99 M = 0.00

ELA : N = 3436.52 M = 0.00

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 40.0

h = 40.0

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure III.26 : Résultats finaux du poteau (EXPERT BA) – $A_{s1} = A_{s2} = 6,0$ cm², $\rho = 0,75$ %, et capacités limites de la section (ELU, ELS, ELA).

EXPERT BA - Flexion composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges ELS (kN, kN*m)

	N	M
1	84.26	-21.32
2	84.02	21.52

Calculé en ☐ poutre ☒ poteau

Section des armatures

$A_{s1} = 6.0$ cm² $A_{s2} = 6.0$ cm²

% d'armatures : $\rho = 0.75$ %

Conditions réglementaires

% d'armatures minimum : $\rho_{min} = 0.40$ %

% d'armatures maximum : $\rho_{max} = 5.00$ % ☐ Dispositions sismiques

Résultats (MPa)

$\sigma_{s'} = 45.5$ $\sigma_{bc} = 3.1$

$\sigma_s = 0.0$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 40.0

h = 40.0

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure III.27 : Vérification à l'ELS du poteau – contraintes du béton et de l'acier (EXPERT BA).

III.7.1.3 ferrailage longitudinal

➤ Conditions réglementaires (BAEL)

- Section totale du béton : $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$
- Pourcentage minimal d'armatures : $\rho_{\min} = 0,4\%$
 $\rightarrow A_{\min} = 0,004 \times 1600 = 6,4 \text{ cm}^2$
- Pourcentage maximal : $\rho_{\max} = 5,0\%$
 $\rightarrow A_{\max} = 80 \text{ cm}^2$

➤ Calcul en flexion composée (logiciel EXPERT BA)

- Résultats du premier calcul (sans armatures prédéfinies)
 - $A_{s1} = 3,5 \text{ cm}^2$ (face tendue)
 - $A_{s2} = 3,5 \text{ cm}^2$ (face comprimée)
 - Pourcentage théorique : $\rho = 0,44\%$ ($> 0,4\% \rightarrow$ acceptable)
- Analyse détaillée par cas de charge

Cas 1 – ELU (N = 113,75 kN ; M = -28,79 kN·m)

- Coefficient de sécurité = 4,69
- Pivot B
- Position de l'axe neutre : $y = 11,8 \text{ cm}$
- Bras de levier : $Z = 32,8 \text{ cm}$
- Déformations : $\varepsilon_s = 7,65\%$; $\varepsilon_b = 3,50\%$
- Contraintes : $\sigma_s = \sigma'_s = 434,8 \text{ MPa}$

Cas 2 – ELU (N = 113,43 kN ; M = 29,06 kN·m)

- Coefficient = 4,61 ; Pivot B ; $y = 11,5 \text{ cm}$; $Z = 32,9 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 7,89\%$; $\sigma_s = \sigma'_s = 434,8 \text{ MPa}$

Cas 3 – ELU (N = 680,41 kN ; M = 4,14 kN·m)

- Coefficient = 3,65 ; Pivot C ; $y = 55,9$ cm (section entièrement comprimée)
- $Z = 17,5$ cm ; $\varepsilon_s = 0$; $\sigma'_s = 434,8$ MPa

Cas 4 – ELS (N = 84,26 kN ; M = -21,32 kN·m)

- Coefficient = 4,68 ; $y = 14,9$ cm ; $Z = 32,5$ cm
- Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 2,2$ MPa ($< 0,6 f_{c28} = 15$ MPa)
- Contrainte des aciers : $\sigma_s = 15,4$ MPa ; $\sigma'_s = 30,2$ MPa (< 500 MPa)

Cas 5 – ELS (N = 84,02 kN ; M = 21,52 kN·m)

- Coefficient = 4,63 ; $y = 14,8$ cm ; $Z = 32,6$ cm
- $\sigma_b = 2,2$ MPa ; $\sigma_s = 15,6$ MPa ; $\sigma'_s = 30,4$ MPa

Cas 6 – ELS (N = 504,01 kN ; M = 3,07 kN·m)

- Coefficient = 4,68 ; $y = 257,2$ cm (compression quasi pure)
- $Z = 18,1$ cm ; $\sigma_b = 3,2$ MPa ; $\sigma'_s = 47,6$ MPa

Cas 7 – ELA (N = 108,12 kN ; M = -75,29 kN·m)

- Coefficient = 1,12 ; Pivot A ; $y = 4,4$ cm ; $Z = 35,8$ cm
- $\varepsilon_s = 10,0\text{‰}$; $\varepsilon_b = 1,31\text{‰}$
- $\sigma_s = 500$ MPa ; $\sigma'_s = 112,1$ MPa

Cas 8 – ELA (N = 70,56 kN ; M = 75,93 kN·m)

- Coefficient de sécurité = 1,00 (cas critique)
- Pivot A ; $y = 3,7$ cm ; $Z = 36,0$ cm
- $\varepsilon_s = 10,0\text{‰}$; $\varepsilon_b = 1,10\text{‰}$
- $\sigma_s = 500$ MPa ; $\sigma'_s = 72,8$ MPa

Cas 9 – ELA (N = 783,00 kN ; M = -18,25 kN·m)

- Coefficient = 3,74 ; Pivot C ; $y = 45,9$ cm ; $Z = 19,1$ cm
- $\varepsilon_s = 0$; $\sigma'_s = 500$ MPa

○ **Section d'acier longitudinal retenue (après itération)**

- $A_{s1} = 6,0 \text{ cm}^2$ (face 1)
- $A_{s2} = 6,0 \text{ cm}^2$ (face 2)
- Pourcentage total : $\rho = \frac{12,0}{1600} \times 100 = 0,75\%$

○ **Capacités limites de la section (avec armatures 6+6 cm²)**

Tableau III.35 : Efforts maximaux (ELU, ELS, ELA).

État limite	Nmax (kN)	Mmax (kN·m)
ELU fondamental	2746,67	0,00
ELS	2669,99	0,00
ELA (accidentel)	3436,52	0,00

➤ **Choix pratique des armatures longitudinales**

- **Barres retenues** : 4 HA 14 par face (soit 8 HA 14 au total)

Section d'une barre HA14 = $1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \times 1,54 = 6,16 \text{ cm}^2$ par face ($> 6,0 \text{ cm}^2$ requis)

- **Section totale mise en place** : $A_{s,\text{réelle}} = 12,32 \text{ cm}^2$

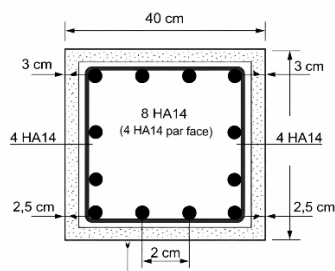


Figure III.28 : Schéma de ferrailage des poteaux 40 40 cm²

III.7.1.4 ferrailage transversal (cadres) – RPA 2024

➤ **Caractéristiques des cadres**

- Diamètre choisi : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (HA8)
- Nombre de brins : 4

- Section d'un brin : $0,5027 \text{ cm}^2$

→ Section totale des cadres : $A_t = 4 \times 0,5027 \approx 2,01 \text{ cm}^2$

- Section minimale requise (calcul RPA) : $A_{t,\min} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition satisfaite.

➤ **Espacement des cadres**

Tableau III.36 : Espacement des armatures transversales (cadres) dans les poteaux.

Zone	Espacement maximal calculé (cm)	Espacement retenu (cm)
Zone nodale (longueur $L_{cr} = 40 \text{ cm}$ en pied et tête)	9,6	8
Zone courante	16,0	15

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

- Hauteur utile : $d = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$

Direction Y – Y :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{56,85 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,39 \text{ MPa}$$

Direction Z – Z :

$$\tau_u = \frac{48,89 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,34 \text{ MPa}$$

Contrainte limite (RPA 2024) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

Vérification : $\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$, aucune armature supplémentaire nécessaire.

➤ **Longueurs de recouvrement (RPA)**

D'après le fichier :

$L_{cr} = 40$ cm (zone nodale), ainsi que 60 cm, 84 cm, 96 cm selon les positions.

On applique $L_{cr} = 40$ cm dans les zones critiques (au droit des nœuds).

III.7.1.5 vérifications réglementaires complémentaires

➤ Condition de non-fragilité (BAEL)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 400 \times 370 \times \frac{2,1}{500} \approx 1,43 \text{ cm}^2$$

Cette valeur est très inférieure à la section mise en place (12,32 cm²) → condition satisfaite

➤ Vérification en service (ELS – cas critique)

D'après le fichier P3.png (cas N = 84,26 kN ; M = -21,32 kN·m) :

- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 2,1 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte des aciers : $\sigma_s = 13,7 \text{ MPa}$ (tendu) ;

$$\sigma'_s = 27,9 \text{ MPa (comprimé)} < 500 \text{ MPa}$$

➤ Pourcentage d'armatures

$$\rho = \frac{12,32}{1600} \times 100 = 0,77\%$$

Soit $0,4\% < \rho < 5,0\%$ → conforme au BAEL.

III.7.1.6 synthèse – ferrailage retenu

Tableau III.37 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Élément	Ferrailage adopté
Armatures longitudinales	8 HA 14 (4 HA 14 sur chaque face) – section totale 12,32 cm ²
Armatures transversales (cadres)	HA8, 4 brins – espacement : 15 cm en zone courante, 8 cm en zone nodale (sur 40 cm en

	pied et tête)
Enrobage	2,5 cm (armatures longitudinales) ; 3,0 cm (cadres)
Pourcentage d'armatures total	0,77 %
Normes satisfaites	BAEL 91 mod. 99 + RPA 2024 (zone sismique IV)

III.7.2 ferrailage d'une poutre (30×40 cm)

III.7.2.1 données de base

Tableau III.38 : Caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier).

Caractéristique	Symbole	Valeur
Béton (C25/30)	f_{c28}	25,0 MPa
Résistance à la traction	f_{c28}	2,1 MPa
Contrainte limite en compression (ELU)	f_{bu}	14,17 MPa
Acier HA	f_e	500 MPa
Coefficient de sécurité acier	γ_s	1,15
Contrainte de calcul à l'ELU	$\sigma_{st}=f_e/\gamma_s$	434,8 MPa
Fissuration	/	non préjudiciable

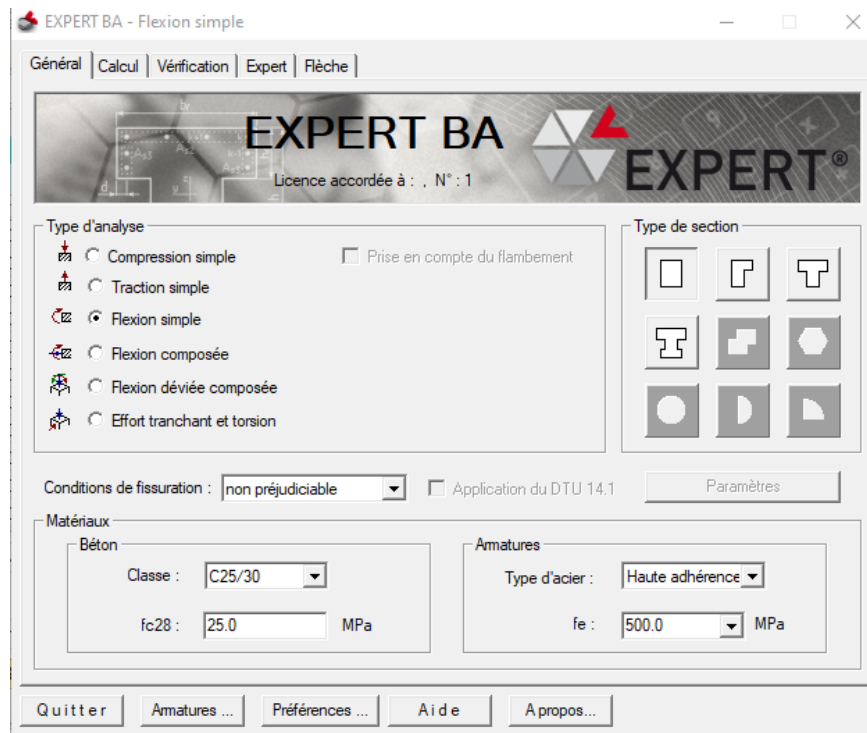


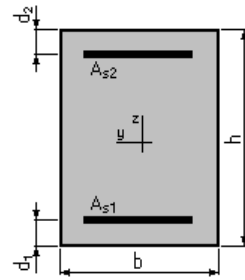
Figure III.29 : Paramètres généraux du logiciel EXPERT BA

➤ Géométrie de la poutre

- Largeur : $b = 30$ cm
- Hauteur : $h = 40$ cm
- Enrobage des armatures longitudinales : $d_1 = d_2 = 2,5$ cm
- Hauteur utile (pour le cisaillement) : $d = h - d_1 = 37,5$ cm
- Zone sismique : IV (RPA 2024)

➤ Hypothèses de calcul

- Calcul en **flexion simple**
- **Prise en compte des armatures comprimées** (contrairement au poteau)
- **Dispositions sismiques** : prises en compte pour les cadres (RPA 2024)
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



III.7.2.2 moments appliqués (issus de l'analyse)

Les moments maximaux (travée) et minimaux (appui) sont donnés par les combinaisons ELU, ELS et ELA.

Tableau III.39 : Moments extrêmes (ELU, ELS, ELA).

Combinaison	M max (kN·m)	M min (kN·m)
ELU (fondamental)	36,25	-64,72
ELS	26,85	-47,94
ELA (accidentel – séisme)	72,80	-107,00

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN·m)

ELU : $M_{max} = 36.25$ $M_{min} = -64.72$

ELS : $M_{max} = 26.85$ $M_{min} = -47.94$

ELA : $M_{max} = 72.80$ $M_{min} = -107.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 4.1$ cm² $A_{s2} = 6.1$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.91$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 40.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER

Quitter | Amatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure III.30 : Moments appliqués (premier calcul, sans armatures prédéfinies)

III.7.2.3 ferrailage longitudinal

➤ Conditions réglementaires (BAEL)

- Section totale de béton : $B = b \times h = 1200 \text{ cm}^2$
- Pourcentage minimal d'armatures (fissuration non préjudiciable) :

$$\rho_{\min} = 0,10\% \rightarrow A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximal : non spécifié, mais habituellement 4 à 5 %.

➤ Calcul initial (sans armatures prédéfinies) – logiciel EXPERT BA

Premier calcul (fichier 30X40..01.png) :

- $A_{s1} = 4,1 \text{ cm}^2$ (acier tendu pour $M_{\max}$ – partie inférieure)
- $A_{s2} = 6,1 \text{ cm}^2$ (acier comprimé ou acier pour $M_{\min}$ – partie supérieure)
- Pourcentage théorique : $\rho = 0,91\%$ (largement supérieur au minimum)

➤ Itération – Calcul avec armatures prédéfinies et vérification des moments limites

Après itération, la section d'acier retenue est (fichiers 30X40..02.png et POUTRE

30X40.docx) :

- **Armatures inférieures (travée) :** $A_{s1} = 4,6 \text{ cm}^2$
- **Armatures supérieures (appui) :** $A_{s2} = 6,4 \text{ cm}^2$
- Pourcentage total : $\rho = 0,98\%$

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software interface. The 'Général' tab is active. Under 'Sections des armatures', the reinforcement areas are set to $A_{s1} = 4.6 \text{ cm}^2$ and $A_{s2} = 6.4 \text{ cm}^2$. The percentage of reinforcement is $\rho = 0.98 \%$. Under 'Valeurs réglementaires', the minimum and maximum reinforcement percentages are $\rho_{\min} = 0.28 \%$ and $\rho_{\max} = 2.34 \%$ respectively. The 'Dispositions sismiques' checkbox is checked. The 'Prise en compte des armatures comprimées' checkbox is also checked. The 'Résultats (kN·m)' section shows the following values:

État limite	$M_{\max}$ (kN·m)	$M_{\min}$ (kN·m)
ELU	71.20	-97.90
ELS	79.59	-108.93
ELA	82.11	-112.84

The 'Section (cm)' section shows the dimensions: $b = 30.0$, $h = 40.0$, $d_1 = 2.5$, and $d_2 = 2.5$. A diagram of the section is shown on the right. The 'CALCULER' button is visible at the bottom right.

Figure III.31 : Résultats finaux (section d'acier retenue)

➤ Capacités limites de la section (avec les aciers retenus)

D'après le fichier POUTRE 30X40.docx (page « Vérification de Section ») :

Tableau III.40 : Moments fléchissants (ELU, ELS, ELA).

État limite	Mmax (kN·m)	Mmin (kN·m)
ELU	63,65	-93,37
ELS	71,13	-103,84
ELA	73,43	-107,66

➤ Choix pratique des armatures longitudinales

- Armatures inférieures (travée) :

$$A_{s1} = 4,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ T14 } (3 \times 1,54 = 4,62 \text{ cm}^2) \text{ en fil (HA)}$$

- Armatures supérieures (appui) :

$$A_{s2} = 6,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ T12} + 2 \text{ T14 } (3 \times 1,13 + 2 \times 1,54 = 3,39 + 3,08 = 6,47 \text{ cm}^2) \text{ (les T14 sont des chandelles? Le fichier note 3T12FIL+2T14CH)}$$

On retient donc :

Tableau III.41 : Ferrailage des poutres (lit inférieur et supérieur).

Zone	Barres	Section réelle (cm ²)
Lit inférieur (travée)	3 HA14	4,62
Lit supérieur (appui)	3 HA12 + 2 HA14	6,47

III.7.2.4 ferrailage transversal (cadres)

➤ Effort tranchant ultime

- Effort tranchant maximal (combinaison sismique) : $V_u = 69,55 \text{ kN}$

➤ Caractéristiques des cadres

- Diamètre choisi : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (HA8)
- Nombre de brins : 4
- Section d'un brin : $0,5027 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 4 \times 0,5027 \approx 2,01 \text{ cm}^2$
- Section minimale requise (calcul RPA) : $A_{t,\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition satisfaite.

Tableau III.42 : Espacement des cadres dans les poteaux.

Zone	Espacement maximal calculé (cm)	Espacement retenu (cm)
Zone nodale (longueur $L_{cr} = 60 \text{ cm}$ en pied et tête)	7,20	7
Zone courante	20,00	15

➤ Vérification de l'effort tranchant et de la bielle

○ Contrainte tangente ultime

- Hauteur utile : $d = 37,5 \text{ cm} = 375 \text{ mm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{69,55 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,62 \text{ MPa}$$

(valeur légèrement arrondie à 0,64 MPa dans le fichier).

- Contrainte limite (RPA 2024) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

- **Vérification de la contrainte de compression de la bielle**

$$V_{\max, \text{ bielle}} = 0,267 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} = 0,267 \times 300 \times 375 \times 25 = 751 \text{ kN}$$

(le fichier donne 710,89 kN, $\approx 0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ avec $a = d$?).

$$V_u = 69,55 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures inférieures d'appui**

$$A_{s, \min, \text{ appui}} = \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{69,55 \times 10^3}{500 / 1,15} = \frac{69,55}{434,78} \approx 0,16 \text{ cm}^2$$

La section réelle en appui (4,6 cm²) est largement supérieure.

- **Contrainte moyenne de compression**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{0,8} = \frac{0,64}{0,8} = 0,8 \text{ MPa}$$

(le fichier donne 1,31 MPa, avec une formule différente ?).

La valeur limite = $1,3f_{c28}/\gamma_b = 1,3 \times 25/1,5 = 21,67 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK.}$

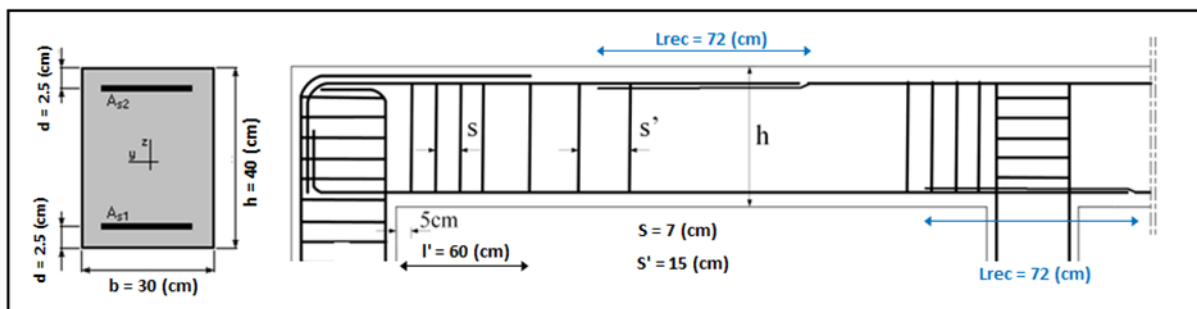


Figure III.32 : Détails des vérifications (cisaillement, bielle, armatures)**III.7.2.5 vérifications réglementaires complémentaires****➤ Vérification en service (ELS) – contraintes**

D'après le fichier POUTRE 30X40.docx (cas ELS $M_{\max} = 26,85 \text{ kN}\cdot\text{m}$) :

- Contrainte du béton : $\sigma_b = 6,5 \text{ MPa}$ ($< 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$)
- Contrainte de l'acier tendu : $\sigma_s = 229,5 \text{ MPa}$ ($< 500 \text{ MPa}$)
- Contrainte de l'acier comprimé : $\sigma'_s = 76,1 \text{ MPa}$

The screenshot shows the 'Vérification' tab of the EXPERT BA - Flexion simple software. The 'Charges ELS (kN·m)' section displays $M_{\max} = 26.85$ and $M_{\min} = -47.94$, with a checked box for 'Armatures comprimées prises en compte'. The 'Section des armatures' section shows $A_{s1} = 4.6 \text{ cm}^2$ and $A_{s2} = 6.4 \text{ cm}^2$, with a calculated reinforcement ratio $\rho = 0.98 \%$. The 'Valeurs réglementaires' section shows minimum and maximum reinforcement ratios of 0.28% and 2.34% respectively, with a checked box for 'Dispositions sismiques'. The 'Résultats (MPa)' section shows $\sigma'_s = 73.7$, $\sigma_{bc} = 6.3$, and $\sigma_s = 220.0$. The status bar at the bottom indicates 'CALCUL TERMINE'. On the right, a diagram of a rectangular section is shown with dimensions $b = 30.0 \text{ cm}$ and $h = 40.0 \text{ cm}$, and effective depths $d_1 = 2.5 \text{ cm}$ and $d_2 = 2.5 \text{ cm}$. A 'CALCULER' button and a 'Note' icon are also visible.

Figure III.33 : Vérification ELS (contraintes)**➤ Condition de non-fragilité (BAEL)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 375 \times \frac{2,1}{500} \approx 1,09 \text{ cm}^2$$

Les sections mises en place ($4,6 \text{ cm}^2$ et $6,4 \text{ cm}^2$) sont très supérieures $\rightarrow$ condition satisfaite.

➤ Pourcentage d'armatures total

$$\rho = \frac{4,62 + 6,47}{30 \times 40} \times 100 = \frac{11,09}{1200} \times 100 \approx 0,92\%$$

(très proche de 0,98% donné par le logiciel, différence due aux arrondis).

III.7.2.6 synthèse – ferrailage retenu

Tableau III.43 : Récapitulatif du ferrailage des poutres.

Élément	Ferrailage
Armatures longitudinales inférieures (travée)	3 HA14 (section $\approx 4,62 \text{ cm}^2$)
Armatures longitudinales supérieures (appui)	3 HA12 + 2 HA14 (section $\approx 6,47 \text{ cm}^2$)
Armatures transversales (cadres)	HA8, 4 brins – espacement : 15 cm en zone courante, 7 cm en zone nodale (sur 60 cm en pied et tête)
Enrobage	2,5 cm
Pourcentage total d'armatures	$\approx 0,92 \%$
Normes satisfaites	BAEL 91 mod. 99 + RPA 2024 (zone IV) – fissuration non préjudiciable

III.7.3 ferrailage d'une poutre (30×35 cm)

III.7.3.1 données de base

Tableau III.44 : Caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier).

Caractéristique	Symbole	Valeur
Béton (C25/30)	f_{c28}	25,0 MPa

Résistance à la traction	f_{c28}	2,1 MPa
Contrainte limite en compression (ELU)	f_{bu}	14,17 MPa
Acier HA	f_e	500 MPa
Coefficient de sécurité acier	γ_s	1,15
Contrainte de calcul à l'ELU	$\sigma_{st}=f_e/\gamma_s$	434,8 MPa
Fissuration	/	non préjudiciable

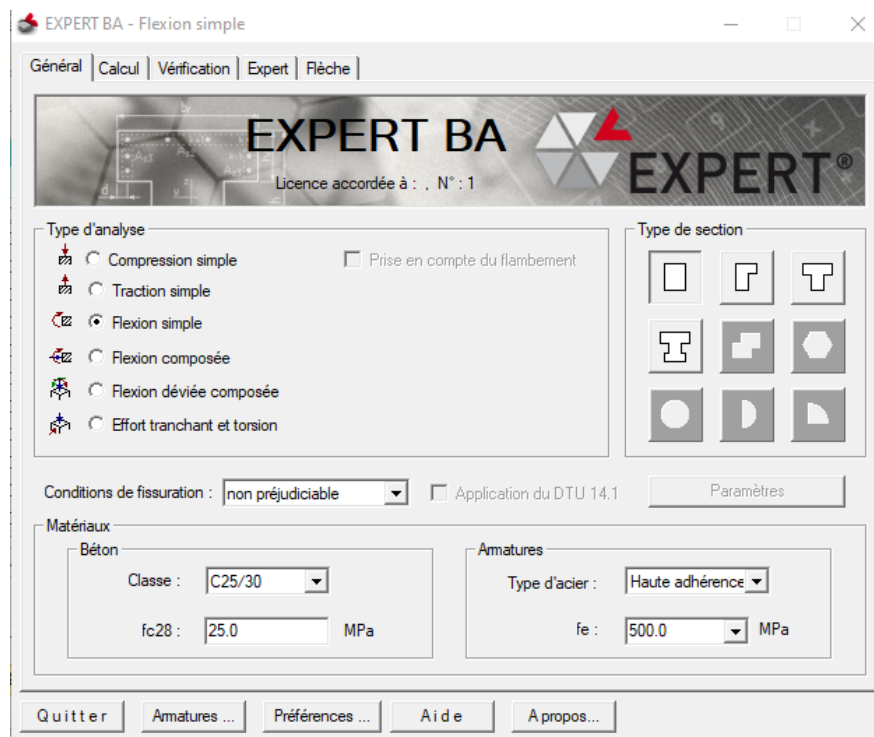


Figure III.34 : Paramètres généraux du logiciel EXPERT

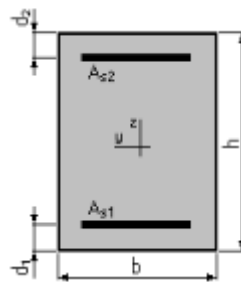
➤ **Géométrie de la poutre**

- Largeur : $b = 30$ cm
- Hauteur : $h = 35$ cm
- Enrobage des armatures longitudinales : $d_1 = d_2 = 2,5$ cm

- Hauteur utile (pour le cisaillement) : $d = h - d_1 = 32,5 \text{ cm}$
- Zone sismique : IV (RPA 2024)

➤ **Hypothèses de calcul**

- Calcul en **flexion simple**
- **Prise en compte des armatures comprimées**
- **Dispositions sismiques** : prises en compte pour les cadres (RPA 2024)
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



III.7.3.2 moments appliqués (issus de l'analyse)

Les moments maximaux (travée) et minimaux (appui) sont donnés par les combinaisons ELU, ELS et ELA.

Tableau III.45 : Moments fléchissants (ELU, ELS, ELA).

Combinaison	M max (kN·m)	M min (kN·m)
ELU (fondamental)	18,79	-29,42
ELS	13,92	-21,79
ELA (accidentel – séisme)	60,40	-80,21

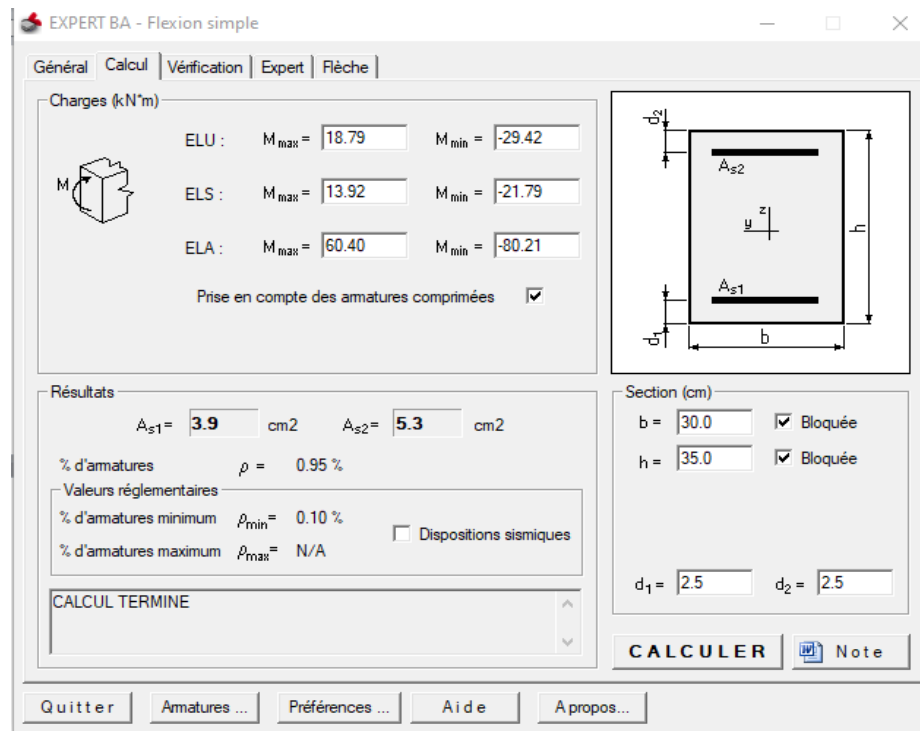


Figure III.35 : Moments appliqués (premier calcul, sans armatures prédéfinies)

III.7.3.3 ferrailage longitudinal

➤ Conditions réglementaires (BAEL)

- Section totale de béton : $B = b \times h = 1050 \text{ cm}^2$
- Pourcentage minimal d'armatures (fissuration non préjudiciable) : $\rho_{\min} = 0,10\% \rightarrow A_{\min} = 1,05 \text{ cm}^2$
- Pourcentage maximal : non spécifié, habituellement 4 à 5 %.

➤ Calcul initial (sans armatures prédéfinies) – logiciel EXPERT BA

Premier calcul (fichier 30X35...01.png) :

- $A_{s1} = 3,9 \text{ cm}^2$ (acier tendu pour $M_{\max}$ – partie inférieure)
- $A_{s2} = 5,3 \text{ cm}^2$ (acier comprimé ou acier pour $M_{\min}$ – partie supérieure)
- Pourcentage théorique : $\rho = 0,95\%$ (largement supérieur au minimum)

➤ **Itération – Calcul avec armatures prédéfinies et vérification des moments limites**

Après itération, la section d'acier retenue est (fichiers 30X35...02.png et POUTRE

30X35.docx, section « Armatures » de la vérification) :

- **Armatures inférieures (travée) :** $A_{s1} = 4,6 \text{ cm}^2$
- **Armatures supérieures (appui) :** $A_{s2} = 5,6 \text{ cm}^2$
- Pourcentage total : $\rho = 1,05\%$

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Sections des armatures

$A_{s1} = 4.6 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 5.6 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 1.05 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0.10 \%$ ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = \text{N/A}$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats (kN.m)

ELU : $M_{\max} = 61.21$ $M_{\min} = -73.96$

ELS : $M_{\max} = 68.39$ $M_{\min} = -82.47$

ELA : $M_{\max} = 70.62$ $M_{\min} = -85.30$

Section (cm)

$b = 30.0$

$h = 35.0$

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure III.36 : Résultats finaux (section d'acier retenue)

➤ **Capacités limites de la section (avec les aciers retenus)**

$$A_{s1} = 4,6 \text{ cm}^2, A_{s2} = 5,6 \text{ cm}^2$$

Tableau III.46 : Moments fléchissants (ELU, ELS, ELA).

État limite	Mmax (kN.m)	Mmin (kN.m)
ELU	61,21	-73,96
ELS	68,39	-82,47
ELA	70,62	-85,30

➤ **Choix pratique des armatures longitudinales**

- **Armatures inférieures (travée) :**

$$A_{s1} = 4,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{3 \text{ T14}} \quad (3 \times 1,54 = 4,62 \text{ cm}^2) \rightarrow \text{noté 3T14FIL}$$

- **Armatures supérieures (appui) :**

$$A_{s2} = 5,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{3 \text{ T12} + 2 \text{ T12}} \text{ ? Non : le fichier indique 3T12FIL+2T12CH (soit 3 HA12 + 2 HA12)} \rightarrow 5 \times 1,13 = 5,65 \text{ cm}^2, \text{ ce qui correspond bien à } 5,6 \text{ cm}^2.$$

On retient donc **3 HA12 + 2 HA12** (soit 5 HA12) en partie supérieure.

Note : Le fichier donne également une autre variante avec 3T12FIL+2T12CH pour $A_{s2} = 5,3 \text{ cm}^2$, mais la section retenue après itération est $5,6 \text{ cm}^2$ avec 5 HA12.

Récapitulatif :

Tableau III.47: Ferrailage des poutres (lit inférieur et supérieur).

Zone	Barres	Section réelle (cm ²)
Lit inférieur (travée)	3 HA14	4,62
Lit supérieur (appui)	5 HA12 (3+2)	5,65

III.7.3.4 ferrailage transversal (cadres) – RPA 2024

➤ **Effort tranchant ultime**

- Effort tranchant maximal (combinaison sismique) : $V_u = 31,56 \text{ kN}$

➤ **Caractéristiques des cadres**

- Diamètre choisi : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (HA8)
- Nombre de brins : 4
- Section d'un brin : $0,5027 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 4 \times 0,5027 \approx 2,01 \text{ cm}^2$
- Section minimale requise (calcul RPA) : $A_{t,\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition satisfaite.}$

➤ **Espacement des cadres****Tableau III.49** : Espacement des cadres (zone nodale et courante).

Zone	Espacement maximal calculé (cm)	Espacement retenu (cm)
Zone nodale (longueur $L_{cr} = 52,5$ cm d'après le diagramme)	7,20	7
Zone courante	17,50	15

➤ **Vérification de l'effort tranchant et de la bielle**○ **Contrainte tangente ultime**

- Hauteur utile : $d = 32,5$ cm = 325 mm

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{31,56 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,32 \text{ MPa}$$

(le fichier donne 0,33 MPa, arrondi).

- Contrainte limite (RPA 2024) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

○ **Vérification de la contrainte de compression de la bielle**

$$V_{\max, \text{ bielle}} = 0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$$

Avec a probablement la distance entre nœuds (on prend $a = d = 32,5$ cm) :

$$0,267 \times 300 \times 325 \times 25 = 651,5 \text{ kN (le}$$

fichier donne 710,89 kN en prenant $a = 40$ cm).

$V_u = 31,56$ kN $\rightarrow$ condition vérifiée.

○ **Vérification des armatures inférieures d'appui**

$$A_{s,\min, \text{ appui}} = \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = \frac{31,56 \times 10^3}{500/1,15} = \frac{31,56}{434,78} \approx 0,73 \text{ cm}^2$$

La section réelle en appui ($4,6 \text{ cm}^2$) est largement supérieure.

○ **Contrainte moyenne de compression**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{0,8} = \frac{0,33}{0,8} = 0,41 \text{ MPa}$$

(Le fichier donne 0,59 MPa, différence due à l'arrondi).

La valeur limite $= 1,3f_{c28}/\gamma_b = 1,3 \times 25/1,5 = 21,67 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

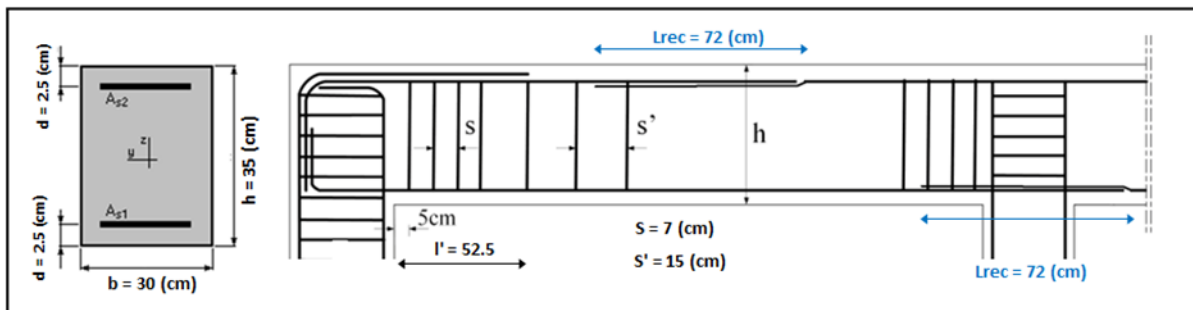


Figure III.37 : Détails des vérifications (cisaillement, bielle, armatures)

III.7.3.5 vérifications réglementaires complémentaires

➤ **Vérification en service (ELS) – contraintes**

D'après le fichier POUTRE 30X35.docx (cas ELS $M_{\max} = 13,92 \text{ kN}\cdot\text{m}$) et

l'image 30X35...03.png :

- Contrainte du béton : $\sigma_b = 3,8 \text{ MPa}$ ($< 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$)
- Contrainte de l'acier tendu : $\sigma_s = 132,1 \text{ MPa}$ ($< 500 \text{ MPa}$)
- Contrainte de l'acier comprimé : $\sigma'_s = 41,8 \text{ MPa}$

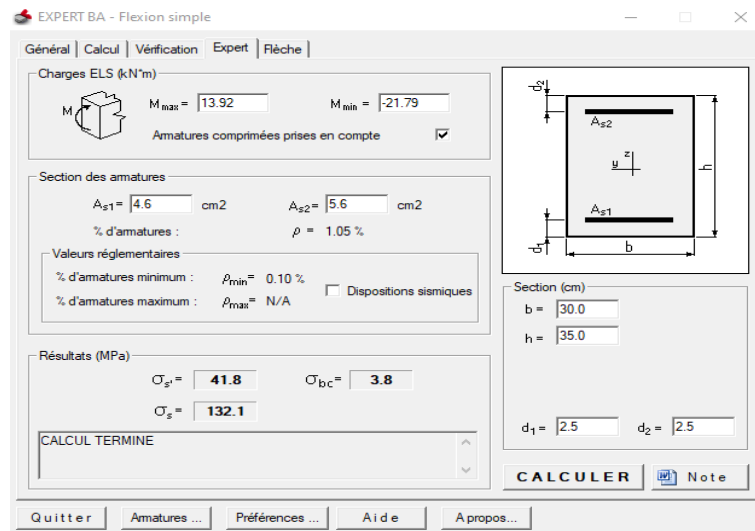


Figure III.38 : Vérification ELS (contraintes)

➤ **Condition de non-fragilité (BAEL)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 325 \times \frac{2,1}{500} \approx 0,94 \text{ cm}^2$$

Les sections mises en place (4,62 et 5,65 cm²) sont très supérieures → condition satisfaite.

➤ **Pourcentage d'armatures total**

$$\rho = \frac{4,62 + 5,65}{30 \times 35} \times 100 = \frac{10,27}{1050} \times 100 \approx 0,98\%$$

(proche de 1,05% donné par le logiciel).

III.7.3.6 synthèse – ferrailage retenu

Tableau III.50 : Caractéristiques du ferrailage des poutres.

Élément	Ferrailage
Armatures longitudinales inférieures (travée)	3 HA14 (section ≈ 4,62 cm ²)
Armatures longitudinales supérieures (appui)	5 HA12 (soit 3 HA12 + 2 HA12) – section ≈ 5,65 cm ²
Armatures transversales (cadres)	HA8, 4 brins – espacement : 15 cm en zone courante, 7 cm en zone nodale (sur 52,5 cm en pied et tête)
Enrobage	2,5 cm
Pourcentage total d'armatures	≈ 0,98 %
Normes satisfaites	BAEL 91 mod. 99 + RPA 2024 (zone IV) – fissuration non préjudiciable

III.7.4 ferrailage d'un voile (shear wall)

III.7.4.1 données de base

Tableau III.51 : Caractéristiques générales des voiles et paramètres de calcul (RPA 2024).

Paramètre	Symbole	Valeur
Béton	f_{c28}	25 MPa
Acier	f_e	400 MPa (premier fichier) / 500 MPa (second fichier)
Coefficient partiel béton	γ_b	1,2 (RPA)
Coefficient partiel acier	γ_s	1,0 (RPA – combinaison accidentelle)
Enrobage	$d_1=d_2$	2,5 cm
Hauteur totale du voile	h_w	15,3 m (premier fichier) / 18,36 m (second)
Hauteur d'étage	h_e	2,61 m (premier) / 2,66 m (second)
Longueur du voile	l_w	1,6 m (premier) / 3,25 m (second)
Épaisseur du voile	b_w	0,2 m
Zone sismique	–	IV (RPA 2024)
Type de système	–	5 – Système de contreventement constitué par des voiles
Facteur de comportement	R	4,5
Facteur de qualité	Q_f	1,0 (premier) / 1,05 (second)
Période propre	T_0	0,52 s (premier) / 0,46 s (second)
Période secondaire	T_2	0,25 s (premier) / 0,6 s (second)

➤ Géométrie du voile

- Longueur : $l_w = 1,60$ m (premier fichier) ou 3,25 m (second)
- Épaisseur : $b_w = 0,20$ m
- Hauteur totale : $h_w = 15,3$ m (5 étages $\times$ 3,06 m) / 18,36 m (6 étages $\times$ 3,06 m)
- Hauteur d'étage : $h_e = 2,61$ m ou 2,66 m
- Enrobage des armatures : $d_1 = d_2 = 2,5$ cm
- Hauteur utile approximative : $d \approx l_w - d_1$

➤ **Classification du voile**

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{15,30}{1,60} = 9,56 > 2$$

→ Voile élancé (selon RPA 2024).

III.7.4.2 efforts appliqués

Les efforts sont extraits de l'analyse structurale. Les valeurs les plus défavorables sont celles à la base.

Tableau III.52 : Efforts internes du voile par niveau.

Niveau	Hauteur cumulée (m)	Effort normal N (kN)	Moment fléchissant M (kN·m)	Effort tranchant T (kN)
0 (base)	0	-600,51	-144,03	112,45
1	3,06	-365,40	-44,76	51,27
2	6,12	-250,31	-8,74	45,64
3	9,18	-91,82	6,28	39,33
4	12,24	-16,33	49,64	41,69

III.7.4.3 enveloppes de calcul (RPA 2024)➤ **Hauteur de la zone critique**

$$h_{cr} = \max\left(7; \frac{h_w}{6}\right) = \max(7; 2,55) \Rightarrow h_{cr} = 2,61 \text{ m}$$

La zone critique s'étend sur **2,61 m** à partir de la base.

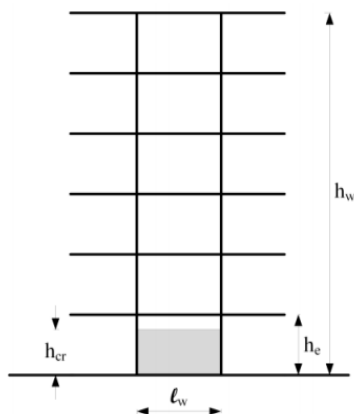


Figure III.39 : Zone critique à la base de voile-RPA 2024.

➤ **Moments et efforts tranchants de calcul**

- Moment à la base (donné) : $M_{base} = 144,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Moment utilisé pour le dimensionnement des éléments de rive : $M_{ED} = 208,70 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Effort tranchant à la base : $T_{base} = 112,45 \text{ kN}$
- Effort tranchant amplifié (RPA) :

$$\tilde{V} = 1,4 \times T_{base} = 157,43 \text{ kN (ou } 92,02 \text{ kN selon fichier, à vérifier)}$$

On retient la valeur issue du fichier : $\tilde{V} = 92,02 \text{ Kn}$

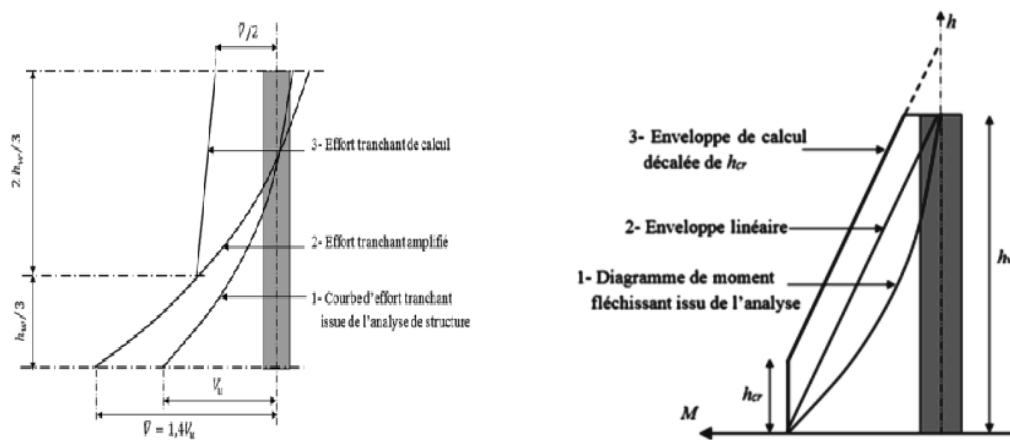


Figure III.40: Construction des enveloppes de calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants (RPA 2024).

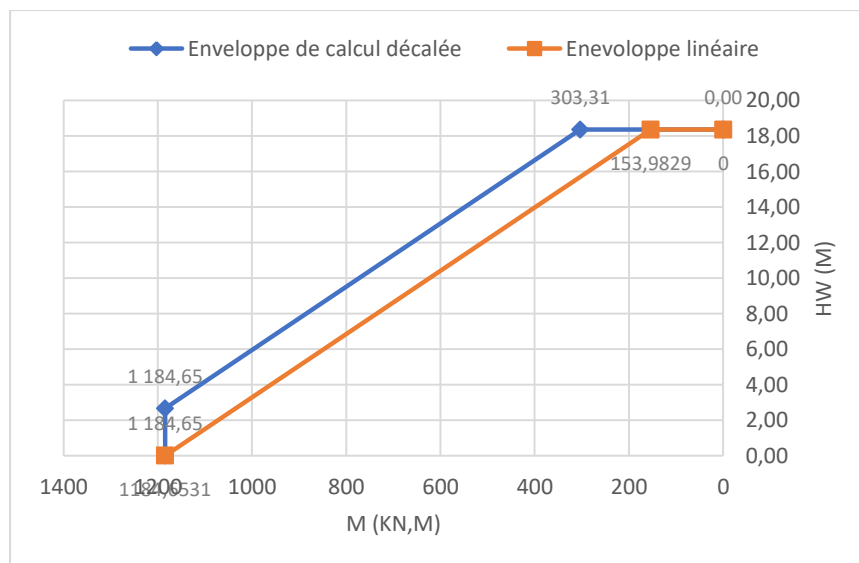


Figure III.41 : Exemple d'enveloppes de calcul des moments fléchissants (enveloppe linéaire et enveloppe décalée) pour un voile.

III.7.4.4 errailage de la zone critique

➤ Éléments de rive (extrémités du voile)

Données des éléments de rive

Tableau III.53 : Caractéristiques de l'élément de rive.

Paramètre	Symbole	Valeur
Longueur choisie	L_c	35 cm
Largeur choisie	bc	20 cm
Diamètre minimal des armatures longitudinales	$\phi l, \min$	12 mm (HA12)
Aire d'acier calculée	$A_{v \text{ calc}}$	9,05 cm ²
Aire minimale (0,5% de la section de l'élément)	$A_{v \text{ min}}$	4,0 cm ²
Espacement maximal des cadres dans la zone critique	$S_t \text{ max}$	7,2 cm

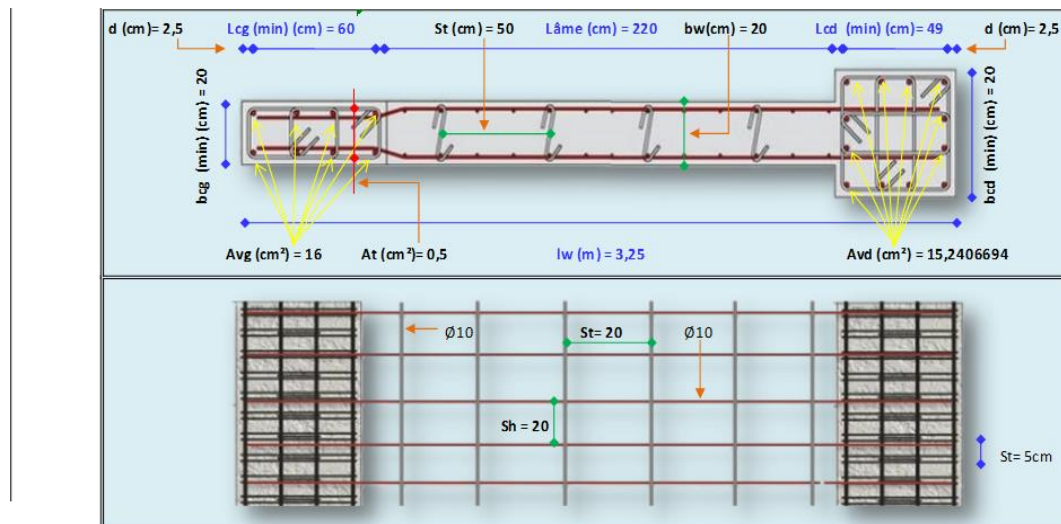


Figure III.42 : Résultats des dimensions et des sections d'acier des éléments de rive (voile $l_w = 3,25$ m).

➤ **Section d'acier retenue**

- Élément de rive gauche : $A_{v,g} = 9,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA12}$
- Élément de rive droite : $A_{v,d} = 9,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA12}$

➤ **Cadres des éléments de rive**

- Diamètre : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (HA8)
- Nombre de brins : 4
- Espacement dans la zone critique : $S_t = 7 \text{ cm}$
- Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

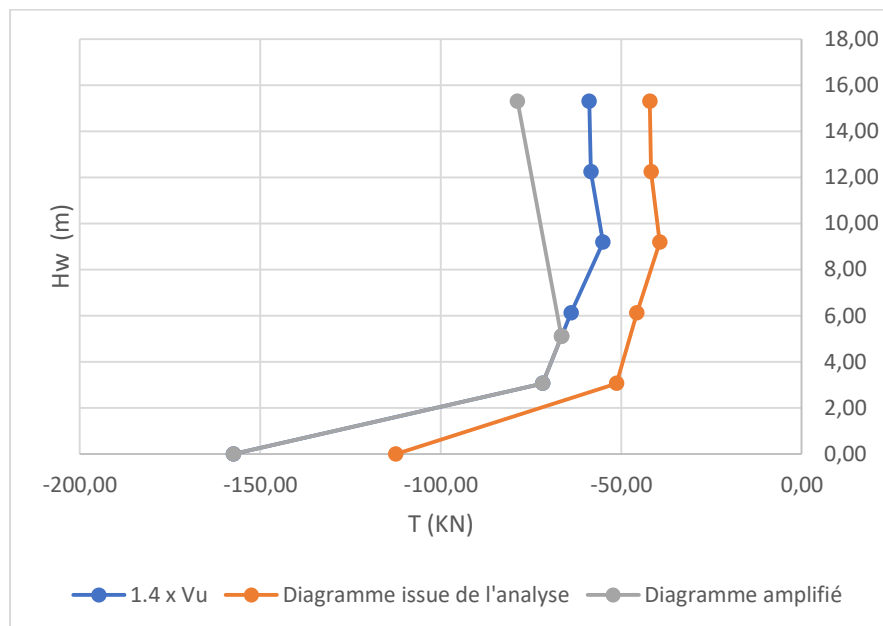


Figure III.43 : Comparaison du diagramme de l'effort tranchant issu de l'analyse et du diagramme amplifié ($1,4 \times V_u$).

➤ **Armatures de l'âme (partie centrale)**

Armatures verticales

- Diamètre : $\phi_l = 10 \text{ mm}$ (HA10)
- Espacement choisi : $S_v = 20 \text{ cm}$

- Espacement maximal : $S_{v,\max} = \min(25; 25 \times \phi_l) = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$
- Section minimale par mètre :

$$A_{v,\min} = 0,2\% \times b_w \times S_v = 0,002 \times 20 \times 20 = 0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Section réelle par mètre (deux nappes) :

$$A_{s,v} = \frac{100}{20} \times \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 2 \approx 7,85 \text{ cm}^2/\text{m} (>> 0,8)$$

Armatures horizontales

- Diamètre : $\phi_l = 10 \text{ mm}$ (HA10)
- Espacement choisi : $S_h = 20 \text{ cm}$
- Section minimale par mètre : $A_{h,\min} = 0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Section réelle par mètre (deux nappes) : $A_{s,h} \approx 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$

III.7.4.5 ferrailage de la zone supérieure Au-delà de la zone critique ($h > 2,61 \text{ m}$), les armatures sont réduites.

➤ Armatures verticales

- Diamètre : HA10
- Espacement : $S_v = 20 \text{ cm}$
- Section minimale : $A_{sv,\min} = 0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

➤ Armatures horizontales

- Diamètre : HA10
- Espacement : $S_h = 25 \text{ cm}$
- Section minimale : $A_{sh,\min} = 1,0 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Section réelle : $A_{s,h} = \frac{100}{25} \times 0,785 \times 2 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$

III.7.4.6 vérification de l'effort tranchant

➤ Contrainte tangente ultime

- Hauteur utile pour le cisaillement : $d = l_w - 2 \times d_1 = 160 - 5 = 155 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{\tilde{V}}{b_w \cdot d} = \frac{92,02 \times 10^3}{200 \times 1550} = 0,30 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte limite (RPA 2024)**

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,2} = 4,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < 4,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la bielle**

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < 0,06f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

→ Aucune armature diagonale n'est requise.

III.7.4.7 conditions de ductilité locale (RPA 2024)

Les vérifications suivantes sont effectuées (conformément au fichier de calcul) :

- Rapport $\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{400}{25/1,2} \approx 19,2$
- Calcul des coefficients α_n , α_s et a
- Déformation ultime du béton confiné : $\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot w_w \cdot \dots$
- Vérification : $\varepsilon_{cu,c} \geq 0,012 \rightarrow \text{Condition satisfaite}$
- Longueur calculée des éléments de rive : $L_{c,calcul} \leq L_{c,choisi} = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$

III.7.4.8 récapitulatif – ferrailage retenu

Tableau III.54: Caractéristiques du ferrailage du voile.

Élément	Ferrailage
Éléments de rive (gauche et droit)	8 HA12 par élément (section = 9,05 cm ²) – cadres HA8, 4 brins, espacement 7 cm en zone critique, 15 cm au-dessus
Âme – armatures verticales	HA10, espacement 20 cm (deux nappes)
Âme – armatures horizontales	HA10, espacement 20 cm en zone critique / 25 cm en zone supérieure

Hauteur de la zone critique	2,61 m à partir de la base
Enrobage	2,5 cm
Justification	BAEL 91 mod. 99 + RPA 2024 (zone sismique IV)

III.8 etude des fondations :

III.8.1 Synthèse des caractéristiques géotechniques

Tableau III.55 : Caractéristiques géotechniques du sol d'assise (extrait du rapport de sol)

Paramètre	Symbole	Valeur
Contrainte admissible (à 2,00 m)	q_{adm}	230 kN/m ²
Poids volumique humide	γ_h	1,96 – 2,09 t/m ³
Densité sèche	γ_d	1,78 – 1,89 t/m ³
Angle de frottement interne	φ	$\approx 27^\circ$
Cohésion	c	$\approx 0,5$ bar (50 kPa)
Indice de plasticité	IP	25 – 28 %
Pression limite (pressiomètre)	PL	15 – 30 bars
Module pressiométrique	E	168 – 380 bars
Indice SPT	N	28 – 55 (marne dense à très dense)
Sulfates	SO_4^{2-}	440 – 550 mg/kg $\rightarrow$ XA2
Classe de site (RPA 2024)	-	S3 (meuble)
Profondeur d'ancrage	D	2,00 m

III.8.2 Choix du type de fondation

III.8.2.1 Principe général

Le choix du type de fondation s'effectue selon les étapes suivantes :

1. Vérification des semelles isolées sous poteaux.

2. Si les semelles isolées ne conviennent pas (chevauchement), vérification des semelles filantes.
3. Si la surface des semelles filantes dépasse 50 % de la surface du bâtiment, adoption d'un radier général (solution non retenue dans ce projet).

III.8.2.2 Vérification des semelles isolées

La charge maximale sur poteau (issue de l'étude de structure) est notée N_{ser} .

La condition à vérifier est :

$$\frac{N_{ser}}{s} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_{ser}}{230}$$

$$\text{Soit } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{230}}.$$

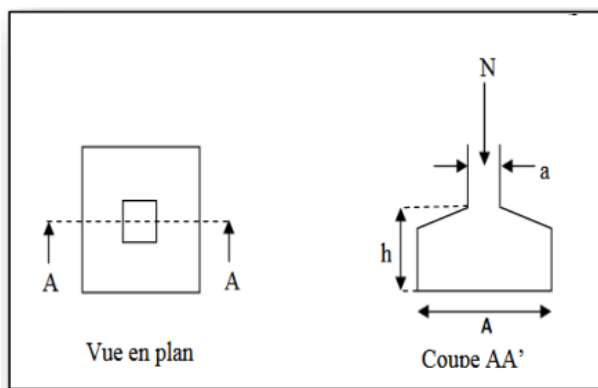


Figure III.44: Schéma d'une semelle isolée

L'entraxe minimal des poteaux est donné par les plans d'exécution. Si B est inférieur à cet entraxe, les semelles isolées ne se chevauchent pas. Cependant, la présence de nombreux voiles porteurs rend préférable l'utilisation de semelles filantes. Dans le cadre de ce projet, on retient les **semelles filantes**.

III.8.2.3 Vérification des semelles filantes

Surface du bâtiment : S_{bat} (d'après les plans).

Charge totale à l'ELS (poids propre + exploitation) : $N_{ser,total}$.

Surface totale nécessaire pour des semelles filantes continues :

$$S_{sem} = \frac{N_{ser,total}}{230}$$

Le rapport $\frac{S_{sem}}{S_{bat}}$ doit être inférieur ou égal à 50 % environ.

Les valeurs issues de l'étude de structure sont :

- $S_{bat} = 532,22 \text{ m}^2$
- $N_{ser,total} = 60890,95 \text{ kN}$

$$S_{sem} = \frac{60890,95}{230} = 264,74 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{sem}}{S_{bat}} = \frac{264,74}{532,22} = 0,497 \approx 50\%$$

La condition est satisfaite. **Le projet retient les semelles filantes continues.**

III.8.3 Calcul des semelles filantes

III.8.3.1 Largeur de la semelle

Soit q_{ser} (kN/ml) la charge linéique à l'ELS. La largeur B est donnée par :

$$B = \frac{q_{ser}}{q_{adm}} = \frac{q_{ser}}{230} (\text{m})$$

Exemple (à adapter selon la descente de charges réelle) :

Pour un voile apportant $q_{ser} = 150 \text{ kN/ml} \rightarrow B = 150/230 = 0,65 \text{ m}$.

On prend une largeur commerciale $B = 0,70 \text{ m}$.

III.8.3.2 Hauteur de la semelle (condition de cisaillement)

Le débord de la semelle par rapport au mur est :

$$d = \frac{B - b_{mur}}{2}$$

où b_{mur} est l'épaisseur du mur (généralement 0,20 m).

La charge ultime par mètre linéaire est $q_u = 1,35G + 1,5Q$.

L'effort tranchant ultime à l'ELU vaut :

$$V_u = \frac{q_u \cdot (B - b_{mur})}{2}$$

Exemple : $B = 0,70$ m, $b_{mur} = 0,20$ m, $q_u = 200$ kN/ml $\rightarrow$

$$V_u = 200 \times (0,70 - 0,20)/2 = 50 \text{ kN/ml.}$$

La contrainte tangente conventionnelle est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9h}$$

La condition de non-armature d'effort tranchant (BAEL 91) est :

$$\tau_u \leq 0,07 f_{c28}$$

Pour un béton C25/30, $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow 0,07 \times 25 = 1,75$ MPa.

Ainsi :

$$\frac{50 \times 10^3}{0,9h} \leq 1,75 \times 10^3 \Rightarrow h \geq 0,032 \text{ m}$$

La condition constructive et parasismique (hauteur minimale en zone sismique IV)

impose $h \geq 0,35$ m.

On retient $h = 0,40$ m et $d = 0,36$ m (avec enrobage 4 cm pour fondations enterrées).

III.8.3.3 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

Armatures principales (sens transversal)

$$A_s = \frac{V_u}{0,87 f_e} \text{ avec } f_e = 500 \text{ MPa}$$

Exemple : $V_u = 50$ kN/ml $\rightarrow A_s = \frac{50}{0,87 \times 400} = 0,144 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

Le ferrailage minimal pour une semelle est souvent fixé à 4 HA10 par mètre linéaire (3,93 cm²/ml), ce qui est suffisant. On adopte **HA10 espacés de 20 cm** (3,93 cm²/ml) dans le sens transversal.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$$A_{s,rep} \geq \frac{1}{4} A_{s,princ} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **HA8 espacés de 33 cm** (1,57 cm²/ml).

Chaînage horizontal parasismique (RPA 2024)

Pour la zone sismique IV et la classe de site S3, on prévoit **4 HA12** continus en partie haute et basse de la semelle (armatures longitudinales de liaison).

III.8.3.4 Vérification de l'excentricité sous charges sismiques (RPA 2024)

La combinaison accidentelle est :

$$N_{acc} = G + \psi Q \pm 1,4E_1 \text{ et } N_{acc} = G + \psi Q \pm 1,4E_2$$

avec $E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y$ et $E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y$.

L'excentricité $e = M_{acc}/N_{acc}$ doit vérifier :

$$e \leq \frac{B}{4}$$

Si cette condition n'est pas satisfaite, on augmente la largeur B ou on opte pour un radier. En classe S3 (meuble), les forces sismiques sont amplifiées ; il est prudent de majorer B de 15 % par rapport à la valeur statique.

III.8.4 Protection contre les sulfates

Les analyses chimiques du rapport LMSG ont donné une teneur en sulfates comprise entre 440 et 550 mg/kg. Selon la norme EN 206-1/NF P 18-011, le sol est classé **XA2**. Les prescriptions minimales sont :

Tableau III.56 : Prescriptions de durabilité pour la classe d'exposition XA2 (sulfates).

Prescription	Valeur
Type de ciment	CRS (CEM III/A 42,5 N ou CPJ-CR 35)
Dosage en ciment	$\geq 350 \text{ kg/m}^3$
Rapport E/C	$\leq 0,50$
Enrobage minimal des armatures	5 cm
Protection supplémentaire	Enduit bitumineux sur toutes les faces enterrées (sauf sous la semelle)

III.8.5 Dispositions parasismiques (RPA 2024 – zone IV, site S3)

Le site est classé en zone de sismicité **IV** et la classe de sol est **S3 (meuble)**. Les vérifications supplémentaires sont :

- **Facteur de comportement** : pour une structure en voiles en béton armé avec remplissage, on prend $R = 4,5$ (valeur recommandée pour sol meuble).
- **Combinaisons accidentelles** :

$$G + \psi Q \pm 1,4E_1 \text{ et } G + \psi Q \pm 1,4E_2$$

avec $E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y$ et $E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y$.

- **Vérification de l'excentricité** : $e = M_{acc}/N_{acc} \leq B/4$. En raison de l'amplification sismique en site S3, on prévoit d'augmenter la largeur des semelles filantes d'au moins 15 % par rapport aux dimensions statiques, ou d'opter pour un radier général.
- **Chaînage horizontal** : dans toutes les semelles filantes et les poutres de libage, on dispose 4 HA12 continus en partie haute et basse, avec des longueurs de recouvrement d'au moins 40 diamètres.
- **Contreventement** : les voiles périphériques assurent la transmission des efforts sismiques aux fondations.

III.8.6 Conclusion et recommandations finales

Tableau III.57: Prescriptions générales pour les fondations.

Élément	Prescription
Type de fondation	Semelles filantes continues (ou radier si rapport de surfaces > 50 %)
Profondeur d'ancrage	2,00 m dans la marne gypsifère
Contrainte admissible	230 kN/m ² (2,3 bars)
Dimensions des semelles	B calculé selon charge ($\geq 0,60$ m), $h = 0,40$ m
Ferrailage des semelles	HA10 esp. 20 cm (transversal) + HA8 esp. 33 cm (longitudinal) + chaînage 4 HA12
Radier (si nécessaire)	Épaisseur 0,40 m ; armatures selon tableau §5.5 ; poutres de libage 40×60 cm avec 4HA20+4HA16
Béton	C25/30 + ciment CRS (350 kg/m ³)
Protection chimique	Enrobage 5 cm + enduit bitumineux

Parasismique	RPA 2024 – zone IV – classe de site S3 – vérifier $e \leq B/4$; majorer B de 15 % ou utiliser radier
---------------------	---

III.9 Métré (Quantités béton, acier et coffrage)

Dans cette partie, une estimation des quantités des matériaux principaux du bâtiment R+5 en système mixte a été réalisée.

Le métré concerne les éléments structuraux suivants :

- Poteaux
- Poutres principales
- Poutres secondaires
- Voiles
- Planchers
- Fondations

Les quantités déterminées portent sur :

- Le volume du béton (m³)
- Le poids des armatures en acier (kg)
- La surface de coffrage (m²)

III.9.1 Quantité de béton

a) Poteaux

Dimensions adoptées :

$$40 \times 40 \text{ cm}$$

Hauteur d'étage :

$$H = 3.06 \text{ m}$$

Nombre total de poteaux :

$$N = 20$$

Nombre de niveaux :

$$6 \text{ niveaux}$$

Le volume d'un poteau est :

$$V_p = 0.40 \times 0.40 \times 3.06$$

$$V_p = 0.4896 \text{ m}^3$$

Le volume total des poteaux est :

$$V_{tot} = 20 \times 6 \times 0.4896$$

$$V_{tot} = 58.75 \text{ m}^3$$

b) Poutres principales

Dimensions :

$$30 \times 40 \text{ cm}$$

Longueur totale estimée :

$$L = 180 \text{ m}$$

Le volume total est :

$$V = 0.30 \times 0.40 \times 180$$

$$V = 21.60 \text{ m}^3$$

c) Poutres secondaires

Dimensions :

$$30 \times 35 \text{ cm}$$

Longueur totale :

$$L = 140 \text{ m}$$

Le volume est :

$$V = 0.30 \times 0.35 \times 140$$

$$V = 14.70 \text{ m}^3$$

d) Voiles

Épaisseur adoptée :

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

Longueur totale des voiles :

$$L = 48 \text{ m}$$

Hauteur totale du bâtiment :

$$H = 18.36 \text{ m}$$

Le volume des voiles est :

$$V = 0.20 \times 48 \times 18.36$$

$$V = 176.26 \text{ m}^3$$

e) Planchers

Épaisseur du plancher :

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

Surface d'un niveau :

$$S = 320 \text{ m}^2$$

Nombre de niveaux :

$$6 \text{ niveaux}$$

Le volume total des planchers est :

$$V = 320 \times 0.20 \times 6$$

$$V = 384 \text{ m}^3$$

f) Fondations

Le volume estimé des fondations est :

$$V = 95 \text{ m}^3$$

III.9.2 Quantité d'acier

Les quantités d'acier sont estimées selon les résultats du dimensionnement et des pourcentages usuels de ferrailage.

Tableau III.58: Ratios d'acier par élément.

Élément	Ratio acier
Poteaux	150 kg/m ³
Poutres	120 kg/m ³
Voiles	90 kg/m ³
Planchers	80 kg/m ³
Fondations	70 kg/m ³

a) Poteaux

$$P = 58.75 \times 150$$

$$P = 8812.5 \text{ kg}$$

b) Poutres principales

$$P = 21.60 \times 120$$

$$P = 2592 \text{ kg}$$

c) Poutres secondaires

$$P = 14.70 \times 120$$

$$P = 1764 \text{ kg}$$

d) Voiles

$$P = 176.26 \times 90$$

$$P = 15863.4 \text{ kg}$$

e) Planchers

$$P = 384 \times 80$$

$$P = 30720 \text{ kg}$$

f) Fondations

$$P = 95 \times 70$$

$$P = 6650 \text{ kg}$$

III.9.3 Surface de coffrage**a) Poteaux**

Surface d'un poteau :

$$S = (0.40 + 0.40 + 0.40 + 0.40) \times 3.06$$

$$S = 4.896 \text{ m}^2$$

Surface totale :

$$S = 4.896 \times 20 \times 6$$

$$S = 587.52 \text{ m}^2$$

b) Poutres principales

$$S = (2 \times 0.40 + 0.30) \times 180$$

$$S = 198 \text{ m}^2$$

c) Poutres secondaires

$$S = (2 \times 0.35 + 0.30) \times 140$$

$$S = 140 \text{ m}^2$$

d) Voiles

$$S = 2 \times 48 \times 18.36$$

$$S = 1762.56 \text{ m}^2$$

e) Planchers

$$S = 320 \times 6$$

$$S = 1920 \text{ m}^2$$

III.9.4 Tableau récapitulatif

Tableau III.59: Métré des matériaux.

Élément	Béton (m³)	Acier (kg)	Coffrage (m²)
Poteaux	58.75	8812.5	587.52
Poutres principales	21.60	2592	198
Poutres secondaires	14.70	1764	140
Voiles	176.26	15863.4	1762.56
Planchers	384	30720	1920
Fondations	95	6650	—
Total	750.31	66401.9	4608.08

III.10 Conclusion

Au cours de ce chapitre, l'étude du bâtiment R+5 en système mixte a été réalisée

conformément aux exigences du RPA 2024 et des règlements du béton armé.

Après la modélisation de la structure et la descente des charges, les principaux éléments

porteurs tels que les poteaux, les poutres, les voiles, les planchers ainsi que les fondations ont été dimensionnés.

Les résultats obtenus montrent que le système mixte assure une bonne stabilité et une rigidité importante face aux sollicitations verticales et sismiques, grâce à la combinaison des portiques et des voiles en béton armé.

Le métré effectué a permis d'évaluer les quantités de béton, d'acier et de coffrage nécessaires à la réalisation de la structure. Les quantités les plus importantes ont été observées au niveau des voiles et des planchers, ce qui contribue à améliorer considérablement le comportement sismique du bâtiment.

L'ensemble des résultats obtenus dans ce chapitre servira de base pour l'étude comparative technico-économique avec le système en coffrage tunnel dans le chapitre suiv

CHAPITRE IV :
Étude du bâtiment
en coffrage tunnel

IV.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude d'un bâtiment en R+5 implanté dans une zone de sismicité moyenne, conçu selon un système constructif en tunnel (voiles porteurs en béton armé). Ce travail englobe les étapes essentielles de l'ingénierie structurelle, à savoir : la modélisation numérique de la structure, l'analyse de la descente de charges, le dimensionnement des éléments porteurs ainsi que l'évaluation quantitative des matériaux nécessaires à la réalisation.

Selon RPA 2024 (Classification des systèmes de contreventement) ... article 3.5.5.

IV.2 Modélisation de la structure

IV.2.1 Choix du modèle structural

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse modale spectrale
- la méthode d'analyse dynamique

Modélisation par la méthode statique équivalente :

a) Modélisation par direction : Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) Mode de vibration : Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

Modélisation par la méthode d'analyse modale spectrale

La modélisation doit considérer divers aspects :

a) Structures régulières en plan : Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.

b) Structures irrégulières en plan : Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion

et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Structures avec planchers flexibles : Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.

d) Interaction Sol-Structure : La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Fidélité du modèle : Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter, au mieux, les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

Méthodes dynamiques :

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ;

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul (cf. §3.3.4) et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire ;

c) Pour les bâtiments de plus de 70 mètres de hauteur ou dont la période fondamentale T_0 dépasse 2 secondes, il convient de compléter les analyses, réalisées par la méthode modale spectrale, par des analyses dynamiques temporelles non linéaires, en utilisant des accélérogrammes réels, synthétiques ou simulés (cf. § 3.3.4).

IV.2.2 Hypothèses de modélisation

La modélisation de la structure est basée sur les hypothèses suivantes :

- **Matériaux utilisés :**

Le béton et l'acier sont définis conformément aux prescriptions du RPA 2024.

- **Comportement de la structure :**

Une analyse linéaire élastique est adoptée, ce qui permet de simplifier les calculs tout en restant conforme aux exigences réglementaires.

- **Conditions d'appui :**

Les appuis à la base de la structure sont considérés comme parfaitement encastrés, traduisant une liaison rigide entre la superstructure et les fondations.

IV.2.3 Logiciel utilisé

La modélisation et l'analyse de la structure ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS.

Ce logiciel permet de modéliser les structures en béton armé, de définir les charges appliquées et de réaliser des analyses statiques et sismiques conformément aux normes en vigueur.

Il facilite également l'obtention des efforts internes (moments, efforts tranchants, efforts normaux) nécessaires au dimensionnement des différents éléments structuraux.

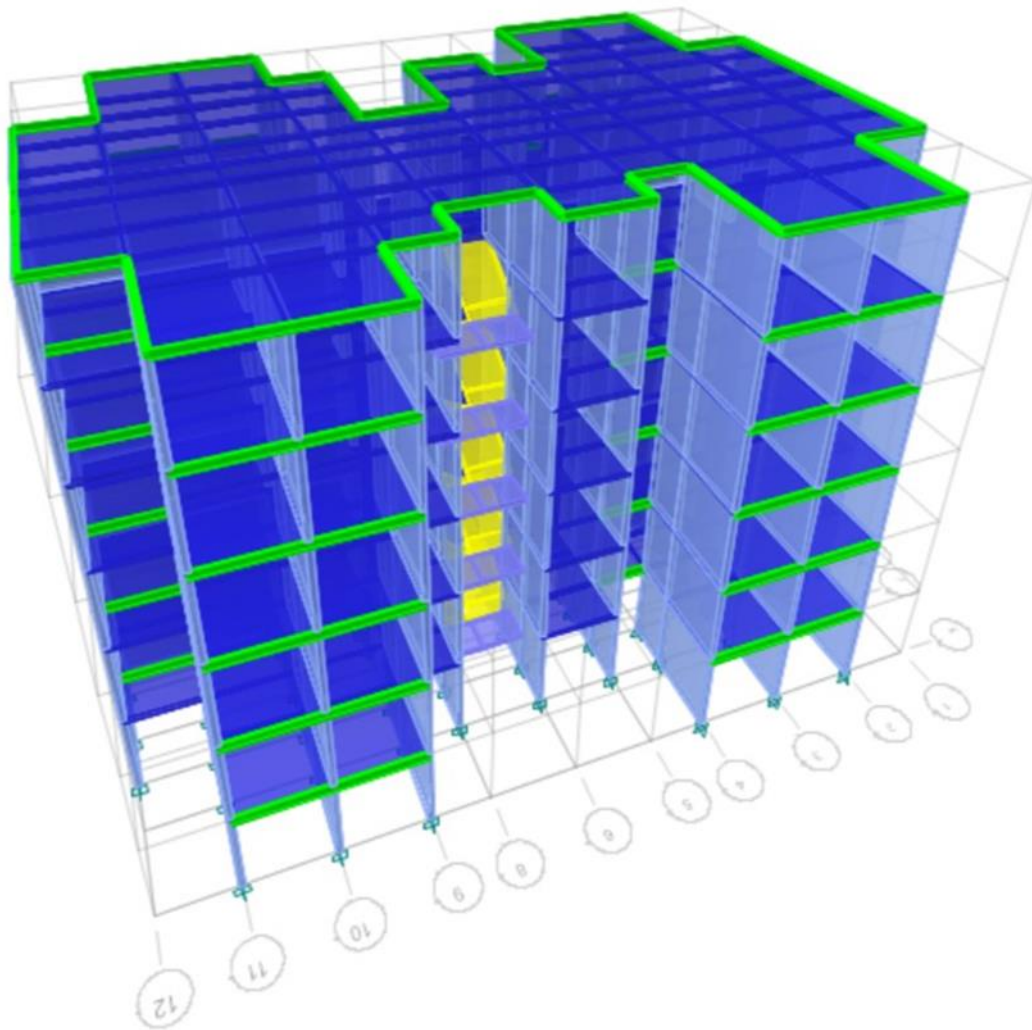


Figure IV.1 : Modélisation 3D de la structure (Dalle pleine+voiles) sous ETABS v22.7

IV.2.4 Modélisation géométrique

La modélisation géométrique de notre structure R+5 s'appuie sur le système de coffrage tunnel, caractérisé par l'utilisation (voiles porteurs + dalles pleines) coulés de manière monolithique. Les dimensions ont été standardisées avec une hauteur d'étage de 3.06 m afin d'optimiser les cycles de rotation du coffrage métallique. Dans ce modèle, les voiles sont introduits comme des éléments de type "Shell" assurant le contreventement, tandis que les dalles pleines agissent comme des diaphragmes rigides distribuant les efforts horizontaux vers les refends.

IV.2.5 Combinaisons de charges

Les charges appliquées à la structure sont définies conformément au règlement RPA 2024.

Elles comprennent :

- Les charges permanentes (G), correspondant au poids propre de la structure et des éléments non porteurs.
- Les charges d'exploitation (Q), liées à l'utilisation du bâtiment.
- Les charges sismiques (E), déterminées en fonction de la zone sismique et des caractéristiques du bâtiment.

Les principales combinaisons de charges utilisées dans le calcul sont :

- À l'état limite ultime (ELU)
- À l'état limite de service (ELS)
- En situation accidentelle

IV.3 Descente de charges

La descente de charges est effectuée conformément aux règles du DTR-BC 2.2. Elle doit être menée séparément pour les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q).

IV.3.1 Plancher courant**Tableau IV.1 : Charge et surcharge des étages courants**

Composant	Épaisseur / nature	Poids (kN/m ²)
Carrelage	–	0,40
Mortier de pose	1,5 cm	0,30
Lit de sable	1,5 cm	0,27
Cloisons de distribution	–	1,00
Enduit plâtre	1 cm	0,10
Dalle pleine	15 cm	3,75
G	–	5,83 kN/m²
Q (habitation)	–	1,5kN/m²

➤ Combinaison des charges :

$$G = 5,83 \text{ kN/m}^2, Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

ELU :

$$q_{\text{ultim}} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 5,83 + 1,5 \times 1,5 = 10,120 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 5,83 + 1,5 = 7,33 \text{ kN/m}$$

IV.3.2 Plancher terrasse inaccessible

Tableau IV.2 : Charge et surcharge du plancher terrasse

Composant	Épaisseur / nature	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	5 cm	0,85
Étanchéité multicouche	-	0,15
Forme de pente	7 cm (min)	0,220
Isolation polystyrène	-	0,16
Enduit plâtre	1 cm	0,10
Dalle pleine	15 cm	3,75
G		7,21 kN/m ²
Q		1

➤ **Combinaison des charges :**

$$G = 7,21 \text{ kN/m}^2, Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

ELU :

$$q_{\text{ultim}} = 1,35 \times 7,21 + 1,5 \times 1 = 11,233 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = 7,21 + 1 = 8,21 \text{ kN/m}^2$$

IV.3.3 Charges linéaires

Tableau IV.3 : Charges linéaires des murs

Élément	G (KN / m)	Q (KN / m)
Mur double cloison (h=2,90m)	6,79	1
Mur plein	5,43	1

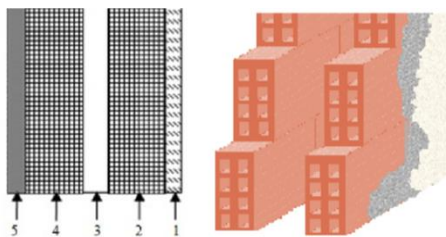


Figure IV.2 : Coupe transversale d'un mur extérieur

IV.3.4 Balcon d'étage (accessible)

Tableau IV.4 : Charge et surcharge du balcon d'étage

Composant	Épaisseur / nature	Poids (kN/m ²)
Carrelage	-	0,40
Mortier de pose	1,5 cm	0,30
Lit de sable	1,5 cm	0,27
Cloisons de distribution	-	1,00
Enduit plâtre	1 cm	0,10
Dalle pleine	15 cm	3,75
G		5,83 kN/m ²
Q (habitation)		3,5 kN/m ²

ELU :

$$q_{\text{ultim}} = 1,35 \times 5,83 + 1,5 \times 3,5 = 13,120 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = 5,83 + 3,5 = 9,33 \text{ kN/m}$$

IV.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

IV.4.1 Pré-dimensionnement des planchers (dalles pleines)

L'épaisseur des dalles est déterminée par les conditions suivantes :

- **Conditions d'isolation acoustique :**
 - Contre les bruits aériens : $G_{\text{plancher}} > 375 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 2500 \times e > 375 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$
 - Contre les bruits d'impact : $G_{\text{plancher}} > 350 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 2500 \times e > 350 \rightarrow e = 14 \text{ cm}$
- **Conditions de sécurité contre l'incendie :**
 - $e = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coup de feu
 - $e = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup de feu

- **Condition de résistance à la flexion :**

Calcul du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

avec $l_x = 3,20 \text{ m}$, $l_y = 4,80 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,6 \Rightarrow$ dalle porte sur deux sens

$$e = \frac{l_x}{40} = \frac{320}{40} = 8 \text{ cm (valeur intermédiaire)}$$

Finalement : $e = \max(15, 14, 7, 11, 8) = 15 \text{ cm}$

Tableau IV.5 : Épaisseur de la dalle pleine

Type	Section (cm)
Dalle pleine	15

- **Calcul de la flèche :**

La flèche maximum dans notre bâtiment est de 0,5 cm dans la trame $l = 4,8 \text{ m}$.

$$l = 4,80 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$$\text{Condition : } \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm} > 0,2 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Remarque : L'épaisseur de 15 cm a été adoptée pour les dalles comme un choix optimal conciliant efficacité structurelle et économie. Elle dépasse l'épaisseur minimale requise pour la rigidité tout en garantissant une isolation acoustique efficace pour les logements. De plus, ce choix contribue à réduire le poids propre de la structure, ce qui diminue les charges sur les voiles et les fondations.

IV.4.2 Pré-dimensionnement des voiles

Selon le RPA 2024, le voile est un élément porteur rigide en béton armé, conçu pour transmettre les charges latérales aux fondations. Dans le cas de notre structure (constituée uniquement de voiles), il représente l'unique élément de transmission de ces charges vers les fondations.

D'autre part, conformément à l'article 7.7.1 du RPA 2024, l'épaisseur minimale d'un voile est fixée à 15 cm. De plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e ainsi que des conditions de rigidité aux extrémités.

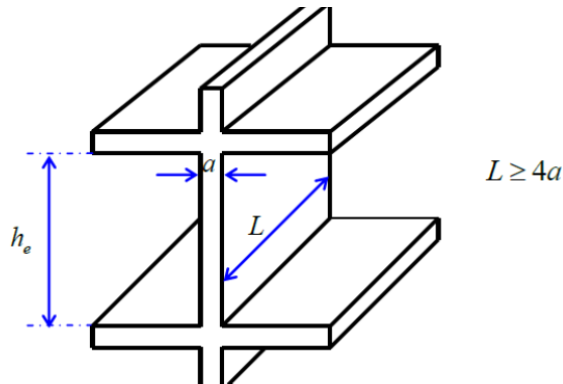


Figure IV.3 : Coupe de voile en élévation

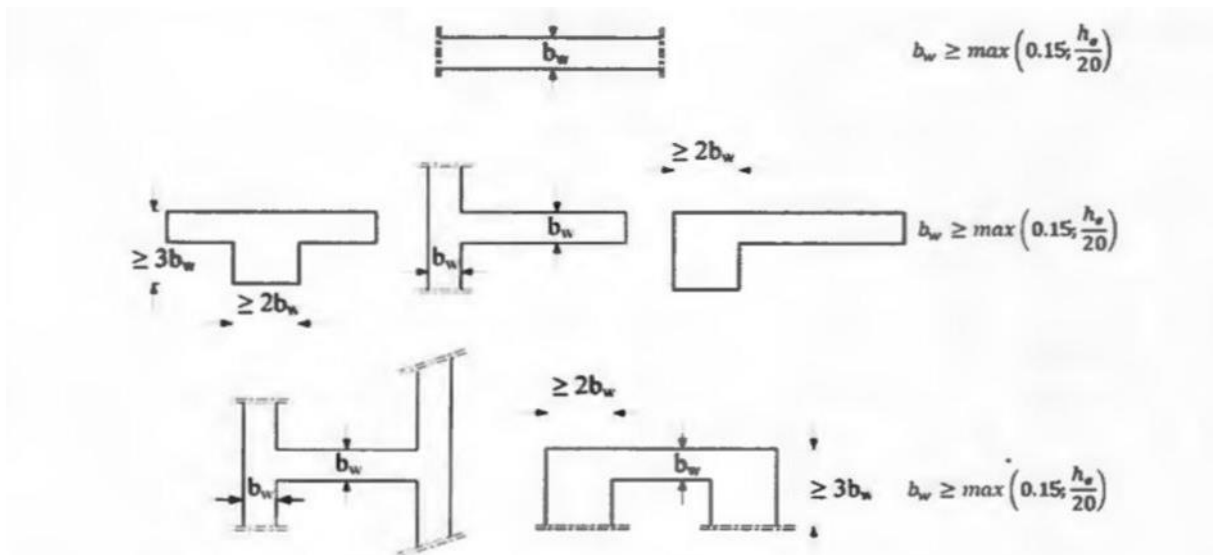


Figure 7.8: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

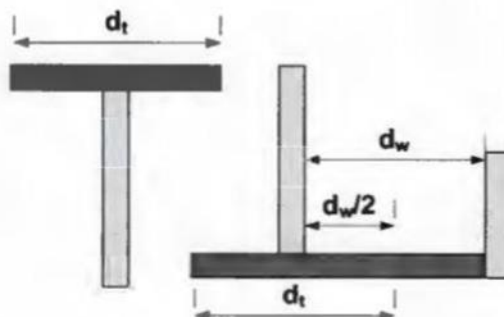


Figure IV.4 : Coupe de voile en plan

Avec :

L : longueur du voile , a : épaisseur du voile , h_e : hauteur libre d'étage

$$h_e = 3,06 - 0,16 = 2,9 \text{ m}$$

Épaisseur minimale :

$$e \geq \max\left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20}\right) = \max\left(15, \frac{290}{20} = 14,5\right) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{on retient } e = 20 \text{ cm}$$

Tableau IV.6 : Épaisseur des voiles

Type	Section (cm)
Voile - x	20
Voile - y	20

IV.4.3 Vérification de l'effort normal de compression (RPA 2024, art. 7.7.1)

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,40$$

Exemple pour le voile axe 03-10 ($N_d = 69,54 \text{ t}$, $L = 2,15 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$) :

$$v = \frac{69,54}{0,20 \times 2,15 \times 25} = 0,07 < 0,40 \Rightarrow \text{vérifié}$$

IV.5 Étude des éléments secondaires

IV.5.1 Étude de l'escalier

IV.5.1.1 Définition et terminologie

Un escalier est un ouvrage non structural constitué d'une succession régulière de plans horizontaux. Sa fonction essentielle est d'assurer la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Les éléments constitutifs d'un escalier sont les suivants :

- **La marche** : surface plane et horizontale.
- **La contre-marche** : face verticale entre deux marches successives.

- **L'emmarchement** : longueur utile de la marche.
- **Le nez de marche** : bord antérieur saillant.
- **Le giron** : distance horizontale entre deux nez de marche successifs.
- **La paillasse** : dalle inclinée en béton armé.
- **Le palier** : plateforme horizontale.
- **La volée** : succession ininterrompue d'au moins trois marches.

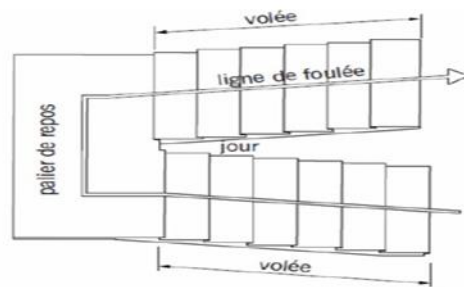


Figure IV.5 : Schéma des éléments constitutifs d'un escalier

IV.5.1.2 Prédimensionnement de l'escalier

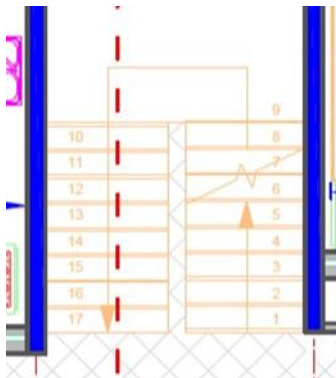


Figure IV.6 : Vue en plan de l'escalier

Le dimensionnement utilise la relation de Blondel :

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

Avec :

h : hauteur de contre-marche ($16 \leq h \leq 18$ cm pour une habitation)

g : giron ($g \geq 23$ cm)

n : nombre de contre-marches

a) Détermination des caractéristiques géométriques

Hauteur totale de la volée : $H = \frac{3,06}{2} = 1,53$ m

Longueur de la volée : $L = 2,40$ m

Nombre de contre-marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Hauteur de contre-marche : $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17$ cm (vérifié)

Giron : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30$ cm (vérifié)

Vérification de Blondel : $2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64$ cm $\rightarrow$ condition satisfaite.

Angle d'inclinaison : $\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$, $\cos \alpha = 0,87$

b) Épaisseur de la volée

Formule : $\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$

Avec $L = 2,40$ m et prise en compte : $L = \frac{2,40}{\cos \alpha} + 1,5 \times 1,3 = 4,55$ m

On obtient : $15,1 \text{ cm} \leq e_v \leq 22,7 \text{ cm}$

Adoption : $e_v = 15$ cm

c) Épaisseur du palier

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm}$$

Adoption : $e_p = 20$ cm

IV.5.2 Descente de charges (escalier)

Tableau IV.7 : Évaluation des charges – Paillasse (volée d'escalier)

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids (kN/m²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical	0,02	0,23
5	Mortier de ciment vertical	0,02	0,23
6	Poids propre paillasse : $(e \times 25) / \cos \alpha$, $e=0,15\text{m}$	-	4,31
7	Poids propre marches : $(h/2) \times \gamma$	-	1,87
8	Garde-corps	-	0,10
9	Enduit ciment : $2 \times 0,01 \times (1/\cos \alpha)$ (2 cm ép.)	-	0,23
G			8,13 kN/m²
Q			2,50 kN/m²

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,72 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 10,63 \text{ kN/m}$$

Tableau IV.8 : Évaluation des charges – Palier de repos

N°	Désignation	e (m)	Densité (kN/m³)	Poids (kN/m²)
1	Poids propre du palier	0,20	25,00	5,00
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
G				6,36 kN/m²
Q				2,50 kN/m²

$$q_u = 1,35 \times 6,36 + 1,5 \times 2,50 = 12,33 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = 6,36 + 2,50 = 8,86 \text{ kN/m}$$

IV.5.3 Ferrailage de l'escalier

En travée

- Moment ultime $M_t = 11,79 \text{ kN.m}$
- $h = 15 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$
- $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11,79 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_1 = 0,392$$

$\Rightarrow$ pas d'armatures comprimées

Bras de levier : $\beta = 0,976$

Section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,79 \times 10^3}{0,976 \times 13,5 \times 348} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5 T12 ($A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, espacement $S_t = 25 \text{ cm}$)

Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : 4 T10 ($A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 33 \text{ cm}$)

Sur appuis

- Moment ultime $M_a = 5,55 \text{ kN.m}$
- $h = 20 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{5,55 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,993; A_s = \frac{5,55 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,892 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4 T12 ($A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 33 \text{ cm}$)

Répartition : $A_r = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4 \text{ T10 } (S_t = 33 \text{ cm})$

Vérifications

- **Non-fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \rightarrow \text{vérifié.}$$

- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \times 10 = \frac{25,01 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5) = \min(3,25, 5) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{satisfaisant.}$$

- **Vérification sur appuis :**

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(25,01 + \frac{5,55 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{vérifié.}$$

Vérification à l'ELS (logiciel RDM6)

- $M_{\max} = 9,97 \text{ kN.m}$
- $M_{t,\text{ser}} = 0,85 \times 9,97 = 8,47 \text{ kN.m}$
- $M_{a,\text{ser}} = 0,40 \times 9,97 = 3,98 \text{ kN.m}$

$$\text{En travée : } A_s = 1,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Axe neutre : } \frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 27,45y - 370,57 = 0 \Rightarrow y = 2,46 \text{ cm}$$

$$\text{Inertie : } I = \frac{100 \times 2,46^3}{3} + 15 \times 1,83 \times (13,5 - 2,46)^2 = 3841,88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{8,47 \times 10^3}{3841,88} \times 2,46 = 5,42 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Sur appuis : } A_s = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$50y^2 + 9,45y - 170,1 = 0 \Rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + 15 \times 0,63 \times (18 - 1,75)^2 = 2674,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{3,98 \times 10^3}{2674,1} \times 1,75 = 2,60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{270} = 0,063 \geq 0,033 \text{ et } \frac{A_s}{bd} = 0,005 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \rightarrow \text{conditions remplies.}$$

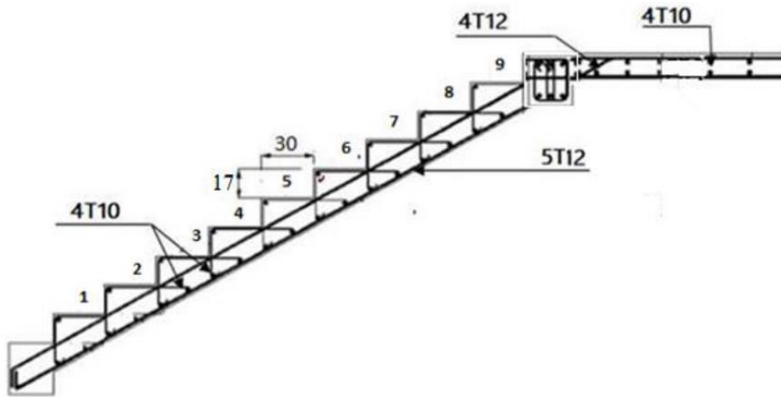


Figure IV.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier

IV.5.4 Étude de l'acrotère

IV.5.4.1 Définition et terminologie

L'acrotère est un élément non structural en béton armé situé en partie supérieure des toitures-terrasses. Il se présente comme un muret périphérique continu dépassant le niveau de la dalle de toiture.

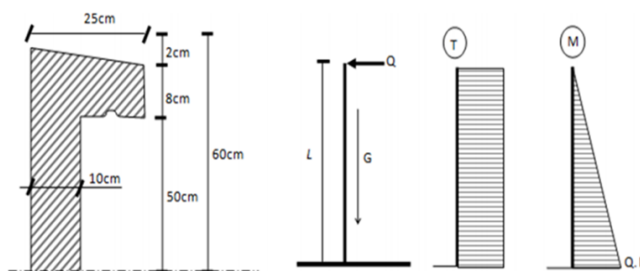


Figure IV.8 : Prédimensionnement de l'acrotère

Dans ce projet, l'acrotère est soumis à de la flexion composée (poids propre et actions horizontales, notamment sismiques). Ses fonctions incluent la sécurité contre les chutes, la finition architecturale et le maintien de l'étanchéité.

IV.5.4.2 Prédimensionnement de l'acrotère

Données géométriques :

Hauteur $h = 60$ cm, épaisseur de la partie verticale $h_0 = 10$ cm, enrobage $c = 2$ cm

Matériaux : Béton $f_{c28} = 25$ MPa, Acier $f_e = 400$ MPa

Évaluation des charges

- Poids propre : $G = S_e \times \gamma_b = 0,073 \times 25 = 1,83$ kN/m
- Surcharge d'exploitation (main courante) : $Q = 1$ kN/m

Vérification vis-à-vis du séisme (RPA 2024, art. 6.3)

$$F_{pk} = (A \times I \times S) \times C_p \times \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \times W_p$$

$$F_{pk} = (0,10 \times 1 \times 1,55) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,6}{20,49}\right) \times 1,83 = 0,25 \text{ kN}$$

$0,25 < 1,5 \rightarrow$ vérifié.

Paramètres (RPA 2024) : $A = 0,10$, $I = 1$, $S = 1,55$, $C_p = 0,8$, $H = 20,49$ m, $h_z = 0,6$ m.

Sollicitations

ELU : $N_u = 1,35 \times G = 2,47$ kN/m, $M_u = 1,5 \times Q \times h = 0,9$ kN.m, $V_u = 1,5$ kN

ELS : $N_{ser} = G = 1,83$ kN/m, $M_{ser} = Q \times h = 0,6$ kN.m, $V = 1$ kN

Excentricité

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,36 \text{ m}$$

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

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + a\alpha) \text{ avec } L_f = 2h = 1,2 \text{ m}, \alpha = 3,33, a = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00144 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,381 \text{ m} > \frac{h_0}{2} - C' = 0,03 \text{ m} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Sollicitations par rapport au centre de gravité des aciers tendus

ELU : $e_u = e_0 + (d - h_0/2) = 0,381 + (0,09 - 0,05) = 0,421$ m, $M_u = N_u e_u = 2,47 \times 0,421 = 1,04$ kN.m

ELS : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33 \text{ m}$, $e_s = 0,33 + (0,09 - 0,05) = 0,37 \text{ m}$, $M_{ser} = 1,83 \times 0,37 = 0,68 \text{ kN.m}$

IV.5.4.3 Calcul du ferrailage (ELU)

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$, $M_u = 1,04 \text{ kN.m}$

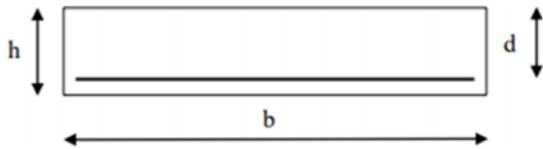


Figure IV.9 : Section à ferrailer (acrotère)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009 < 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011, y = \alpha d = 0,001 \text{ m}, Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09 \text{ m}$$

Section d'acier tendu :

- Flexion simple : $A_u = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = 0,033 \text{ cm}^2$
- Flexion composée : $A_{sl} = A_u - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = -0,037 \text{ cm}^2$
- Non-fragilité : $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_s = \max(0,033; -0,037; 1,09) = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : $e = \min(3h; 33) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{T8 tous les } 30 \text{ cm } (A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml})$

Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e = \min(4h; 45) = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{T8 tous les } 40 \text{ cm}$.

IV.5.4.4 Vérifications

Cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 0,017 \text{ MPa}$, $\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$.

ELS :

Axe neutre : $50y_1^2 + 30,15y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$

$$\text{Inertie : } I = \frac{100 \times 2,05^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2 = 1524,65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Contrainte acier (fissuration préjudiciable, $\eta = 1,6$) : $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{680}{1524,65} \times (9 - 2,05) = 46,50 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$$

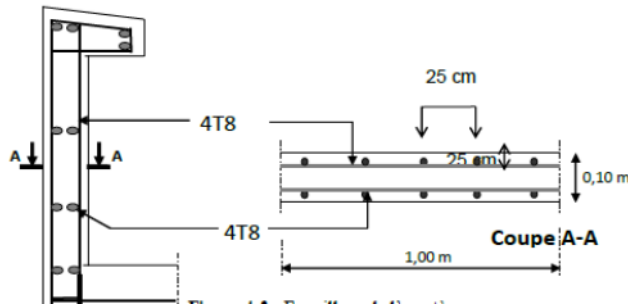


Figure IV.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.6 Analyse dynamique (étude sismique)

IV.6.1 Méthode d'analyse adoptée

Conformément aux exigences du RPA 2024, la méthode d'analyse adoptée est **la méthode modale spectrale**.

Cette méthode est applicable dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée, en particulier pour les structures irrégulières en plan.

IV.6.2 Paramètres sismiques de base

Les paramètres sismiques sont déterminés en fonction de la situation géographique du projet, situé dans la wilaya de M'Sila (Zone IV), ainsi que des caractéristiques de la structure (R+5).

➤ Coefficient d'accélération de calcul (A) :

Tableau IV.9 : Coefficient d'accélération de zone (A) selon RPA 2024

Zone sismique	Coeff (A)
Faible à moyenne (IV)	0,20

➤ **Coefficient d'importance (I) :****Tableau IV.10 :** Coefficient d'importance (I) selon RPA 2024

<i>Importance d'ouvrage</i>	<i>Coeff (I)</i>
Importance moyenne (2)	1

➤ **Paramètres du site (S, T₁, T₂, T₃) :**

D'après le rapport géotechnique, le site est classé **S3**. En tenant compte de la zone sismique IV, le spectre de réponse à considérer est de **type 2**, conformément au RPA 2024 (Tableau 3.5).

Tableau IV.11 : Paramètres du spectre de réponse – Catégorie de site S3 (Type 02)

Notre cas (type 02)	S3
T₁ (sec)	0,15
T₂ (sec)	0,60
T₃ (sec)	2,00
S	1,30

➤ **Coefficient de comportement de la structure (R) :**

La structure étudiée comporte un nombre de niveaux inférieur ou égal à 4, avec une hauteur totale ne dépassant pas 15,30 m.

Selon le RPA 2024 (Tableau 3.18), ce système est assimilé à un système à voiles.

$$R = 4,5$$

➤ **Facteur de qualité (QF) :****Tableau IV.12 :** Calcul du facteur de qualité QF (catégorie a) selon RPA 2024

Facteur de qualité QF (catégorie a)	Pq (X)	Pq (Y)
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Redondance en plan	0	0
Total	0,05	0,05
Qf	1,05	1,05

IV.6.3 Méthode statique équivalente**IV.6.3.1 Spectre de réponse de calcul (RPA 2024 art. 3.3.3)**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2 + T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T \leq T_4 \end{cases}$$

Avec:

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Ordonnée du spectre de calcul normalisée par rapport à l'accélération de la pesanteur g .

Elle représente l'accélération spectrale de dimensionnement, exprimée en fraction de g .

- R : Coefficient de comportement global de la structure.
Il reflète la capacité de dissipation d'énergie de la structure (ductilité, surrésistance).

- Q_F : Facteur de qualité.
Il tient compte des critères de régularité, de redondance et de qualité d'exécution.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
Valeur de l'accélération maximale du sol (en g) pour la zone sismique considérée.
- I : Coefficient d'importance du bâtiment.
Il dépend de la catégorie d'usage et de la protection visée.
- S : Coefficient de site.
Il représente l'effet des conditions locales du sol sur l'amplitude du mouvement sismique.
- T_1 : Période minimale définissant le début du palier d'accélération spectrale constante.
Pour $T \leq T_1$, l'ordonnée spectrale suit une branche linéaire croissante.
- T_2 : Période maximale du palier d'accélération spectrale constante.
Pour $T_1 \leq T \leq T_2$, $\frac{S_{ad}}{g}$ est constante.
- T_3 : Période définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.
Pour $T > T_3$, l'ordonnée spectrale décroît en $1/T^2$.

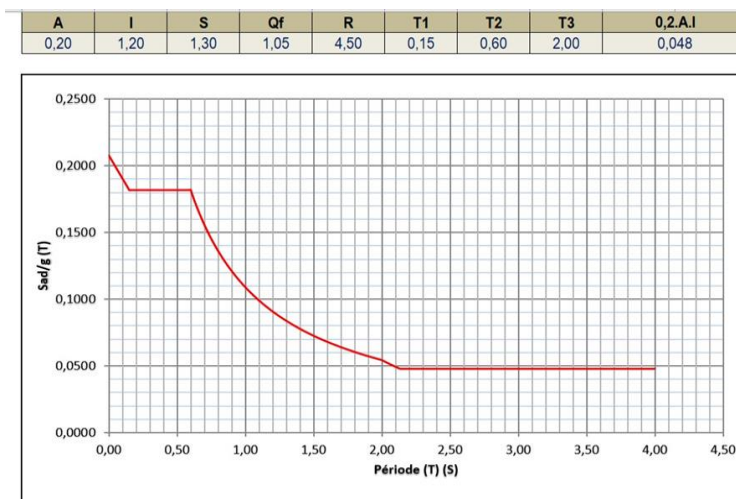


Figure IV.11 : Forme du spectre de réponse

IV.6.3.2 Calcul de la force sismique totale (art. 4.2.3)

Selon l'article 4.2.3. De l'RPA 2024 La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales

Orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{\text{base}} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T) \cdot W$$

➤ **Détermination du coefficient λ**

- $\lambda = 0,85$ (bâtiment de plus de 2 niveaux)

➤ **Estimation de la période fondamentale**

- Période empirique : $T = C_t(h_n)^{3/4} = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,44 \text{ s}$
Période retenue : $T_0 = 1,3 \times T_{\text{emp}} = 0,57 \text{ s}$
Périodes analytiques : $T_x = 0,47 \text{ s}$, $T_y = 0,45 \text{ s}$
- $\rightarrow$ selon RPA2024, $T_{0x} = T_{0y} = 0,182 \text{ s}$

➤ **Poids sismique totale de la structure W :**

- Poids sismique total : $W = \sum(W_{Gi} + \psi W_{Qi})$ avec $\psi = 0,30 \rightarrow W = 31648,18 \text{ kN}$

$$V_x = V_y = 4895,97 \text{ kN}$$

IV.6.3.3 Vérification de la résultante sismique (art. 4.2.4)

Tableau IV.13 : Vérification de la résultante sismique

Direction	V statique (KN)	0,8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Verification
EX	4895,97	3916,78	3921,82	Vérifiée
EY	4895,97	3916,78	3921,76	Vérifiée

IV.6.4 Vérification du comportement dynamique

Tableau IV.13 : Efforts tranchants, moments et poids par niveau

(G+0,4Q & sismique EX/EY)

Niveau	Cas de charge	P (kN)	VX (kN)	VY (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)
RDC	G + 0,4Q	31648,18	0,00	0,00	325795,79	- 455258,50
RDC	EX (max)	0,00	3921,82	5,77	81,93	49956,79
RDC	EY (max)	0,00	6,21	3921,76	50989,11	84,93
Étage 01	G + 0,4Q	26488,69	0,00	0,00	272692,67	- 381023,11
Étage 01	EX (max)	0,00	3680,21	5,66	64,52	38383,21
Étage 01	EY (max)	0,00	6,02	3713,39	39574,02	66,26
Étage 02	G + 0,4Q	21294,93	0,00	0,00	219393,17	- 306242,97
Étage 02	EX (max)	0,00	3272,27	5,35	47,50	27472,43
Étage 02	EY (max)	0,00	5,63	3344,24	28743,99	48,12
Étage 03	G + 0,4Q	16163,53	0,00	0,00	166499,78	- 232451,19
Étage 03	EX (max)	0,00	2723,03	4,68	31,54	17673,99
Étage 03	EY (max)	0,00	4,85	2839,89	18875,59	31,33
Étage 04	G + 0,4Q	11032,14	0,00	0,00	113606,39	- 158659,41
Étage 04	EX (max)	0,00	2006,95	3,66	17,40	9434,51
Étage 04	EY (max)	0,00	3,61	2167,25	10370,36	17,07
Étage 05	G + 0,4Q	5900,74	0,00	0,00	60713,00	-84867,63
Étage 05	EX (max)	0,00	1082,84	2,07	6,33	3313,50
Étage 05	EY (max)	0,00	2,04	1236,27	3782,99	6,25

Tableau IV.14 : Masses participantes modales et périodes propres

Résumé des modes de vibration significatifs (cumul des masses ≥ 90 % dans chaque direction).

Mode	Période (sec)	UX (cumul)	UY (cumul)	RZ (cumul)	Observation
1	0,200	77%	0%	0%	Mode fondamental en translation X
2	0,161	77%	69%	0%	Mode fondamental en translation Y
3	0,152	77%	70%	29%	Mode de torsion
4	0,060	94%	70%	71%	Cumul UX $\geq 90\%$ atteint
6	0,035	94%	91%	82%	Cumul UY $\geq 90\%$ atteint
7	0,032	98%	91%	92%	Cumul RZ $\geq 90\%$ atteint
Mode	Période (sec)	UX (cumul)	UY (cumul)	RZ (cumul)	Observation

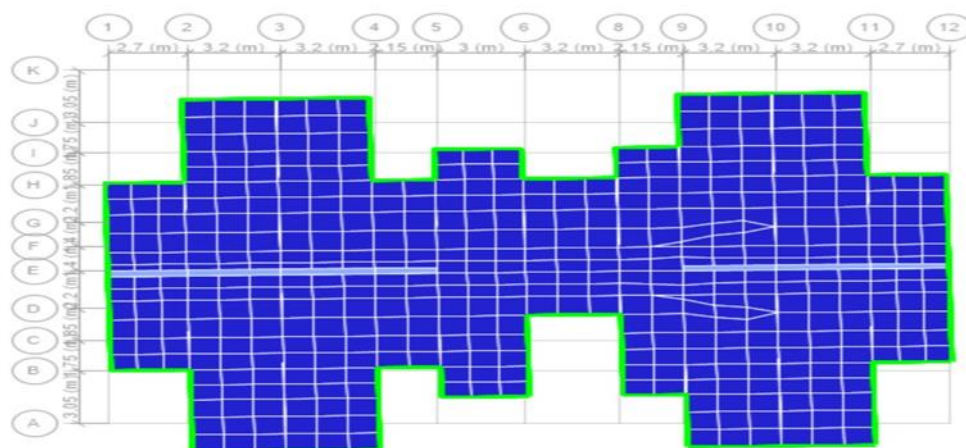


Figure IV.12 : Mode 1 : Translation suivant Y

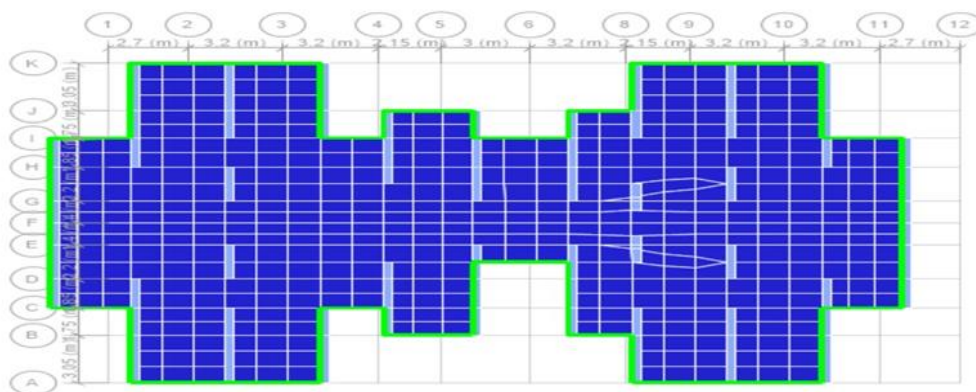


Figure IV.13 : Mode 2 : Translation suivant X

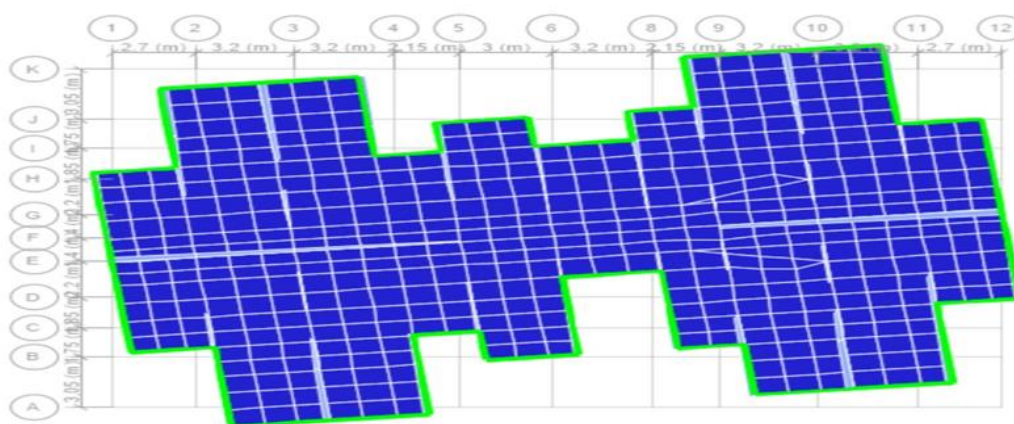
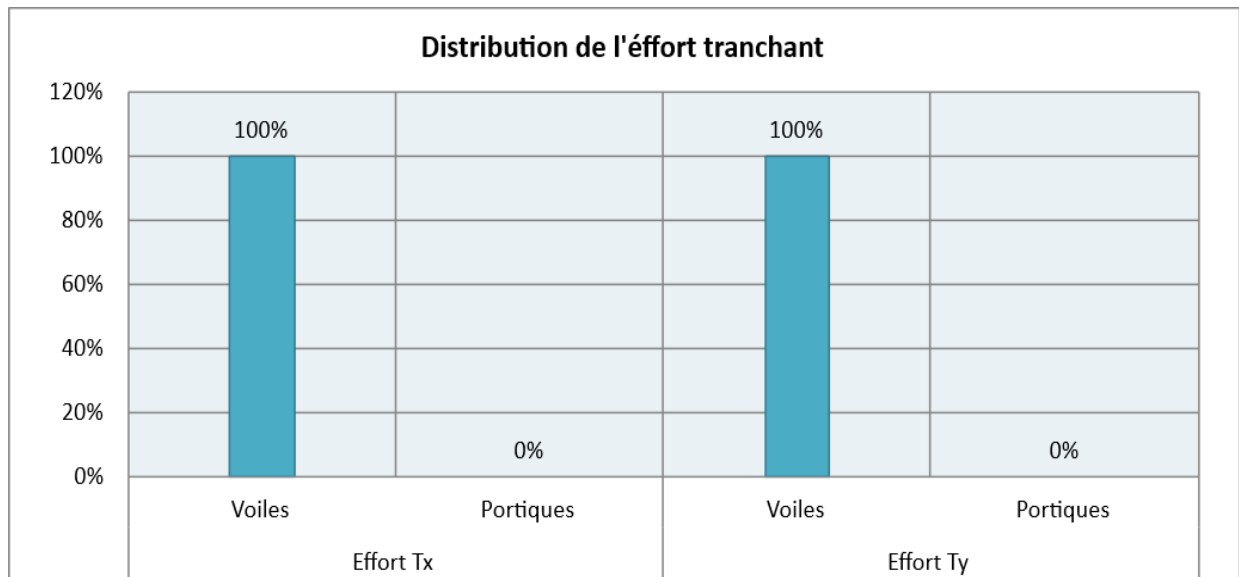


Figure IV.14 : Mode 3 : Torsion

Tableau IV.14 : Répartition des efforts sismiques entre poteaux et voiles

Direction	STRUCTURE (kn)	POTEAUX (kn)	POTEAUX %	VOILES (kn)	VOILES %
EX	3921,82	0,00	0,00%	3921,82	100,00%
EY	3921,76	0,00	0,00%	3921,76	100,00%

**Figure IV.15 :** Répartition de l'effort tranchant entre voiles et portiques

Remarque : Les voiles reprennent environ 100% de l'effort sismique → système de contreventement par voiles (Système 05) → justifie $R = 4,5$.

IV.6.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_t = 0,07 \times T_0 \times V = 0,07 \times 0,44 \times 4895,97 = 150,79 \text{ kN}$$

$$0,25V = 1223,99 \text{ kN}, T_0 < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n (W_j \times h_j)}$$

Tableau IV.15 : Distribution verticale des efforts tranchants et déplacements inter-étages

Niveau	Σ Poids	δ_{ekx} (cm)	δ_{eky} (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
6	5900,74	0,21	0,151	1082,84	1236,27
5	11032,14	0,177	0,119	2006,95	2167,25
4	16163,53	0,14	0,087	2723,03	2839,89
3	21294,93	0,101	0,057	3272,27	3344,24
2	26488,69	0,062	0,03	3680,21	3713,39
1	31648,1813	0,026	0,01	3921,82	3921,76

IV.6.6 Vérification de la stabilité au renversement

Tableau IV.16 : Vérification du moment de renversement et de stabilité

Direction	Étage	H (m)	V (KN)	W (KN)	Xg: Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Condition (Ms $\geq$ 1,3 Mr)
X	1	3,06	3921,82	31648,18	14,45	739,33	457316,22	OK (Ms/Mr = 8,96 > 1,3)
Y	1	3,06	3921,76	31648,18	10,25	637,63	324393,86	OK (Ms/Mr = 6,16 > 1,3)

IV.6.7 Vérification de la résistance des planchers (article 5.6)

$$F_{pk} = \frac{F_i + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} \cdot W_{pk}$$

$$\text{Condition : } 0,35 \leq \frac{F_{pk}}{A \cdot I \cdot S \cdot W_{pk}} \leq 0,7$$

Tableau IV.17 : Forces sismiques concentrées (F_pk) et vérification

Niveau	ΣF_{ix} (kN)	F_pkx (kN)	Condition X	ΣF_{iy} (kN)	F_pk y (kN)	Condition Y
6	1082,84	1082,84	OK	1236,27	1236,27	OK
5	2006,95	933,50	OK	2167,25	1008,06	OK
4	2723,03	864,47	OK	2839,89	901,57	OK
3	3272,27	788,51	OK	3344,24	805,85	OK
2	3680,21	721,59	OK	3713,39	728,10	OK
1	3921,82	639,36	OK	3921,76	639,35	OK

Tableau IV.18 : Poids et efforts totaux par niveau

Étage	W_PK (kN)	ΣW_{PK} (kN)	0,35.A.I.S.W_pk	0,70.A.I.S.W_pk
6	5900,74	5900,74	644,36	1288,72
5	5131,40	11032,14	560,35	1120,70
4	5131,40	16163,53	560,35	1120,70
3	5131,40	21294,93	560,35	1120,70
2	5193,75	26488,69	567,16	1134,32
1	5159,49	31648,18	563,42	1126,83

IV.6.8 Vérification de l'effet P-Δ (2e ordre)

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

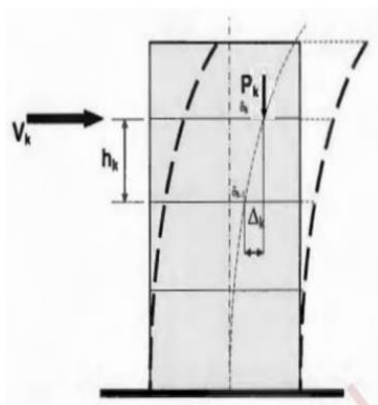
**Figure IV.16 : Schéma de l'effet P-Δ**

Tableau IV.19 : Caractéristiques des niveaux (poids, hauteur, efforts)

Étage	W (kN)	H (m)	Vx (kN)	Vy (kN)
6	5900,74	3,06	1082,84	1236,27
5	11032,14	3,06	2006,95	2167,25
4	16163,53	3,06	2723,03	2839,89
3	21294,93	3,06	3272,27	3344,24
2	26488,69	3,06	3680,21	3713,39
1	31648,18	3,06	3921,82	3921,76

Tableau IV.20 : Déplacements et coefficients θ

Niveau	R/Qf	Δx (cm)	θ_x	Condition ($\theta < 0,10$)	Δy (cm)	θ_y	Condition
6	4,29	0,141	0,0025	OK	0,137	0,0021	OK
5	4,29	0,159	0,0028	OK	0,137	0,0023	OK
4	4,29	0,167	0,0032	OK	0,129	0,0024	OK
3	4,29	0,167	0,0036	OK	0,116	0,0024	OK
2	4,29	0,154	0,0036	OK	0,086	0,0020	OK
1	4,29	0,111	0,0029	OK	0,043	0,0011	OK

IV.6.9 Vérification des déplacements inter-étages

$$\Delta_k \leq 0,015 \times h_k$$

Tableau IV.21 : Déformations élastiques par niveau

Niveau	H (m)	R/Qf	δ_{ekx} (cm)	δ_{kx} (cm)	δ_{eky} (cm)	δ_{ky} (cm)
6	3,06	4,29	0,210	0,033	0,151	0,032
5	3,06	4,29	0,177	0,037	0,119	0,032
4	3,06	4,29	0,140	0,039	0,087	0,030
3	3,06	4,29	0,101	0,039	0,057	0,027
2	3,06	4,29	0,062	0,036	0,030	0,020
1	3,06	4,29	0,026	0,026	0,010	0,010

Tableau IV.22 : Déplacements relatifs finaux et vérification

Niveau	Δx (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition ($\Delta x < \bar{\Delta}$)	Δy (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition ($\Delta y < \bar{\Delta}$)
6	0,141	4,590	OK	0,137	4,590	OK
5	0,159	4,590	OK	0,137	4,590	OK
4	0,167	4,590	OK	0,129	4,590	OK
3	0,167	4,590	OK	0,116	4,590	OK
2	0,154	4,590	OK	0,086	4,590	OK
1	0,111	4,590	OK	0,043	4,590	OK

IV.7 calcul des éléments principaux

IV.7.1 Ferrailage des dalles

Tableau IV.23 : Données de base

Paramètre	Symbole	Valeur
Résistance du béton à 28 jours	f_{c28}	25,0 MPa
Limite d'élasticité de l'acier	f_e	500,0 MPa
Fissuration	—	non préjudiciable
Prise en compte des armatures comprimées	—	oui
Dispositions sismiques	—	non prises en compte
Règle de calcul	—	BAEL 91 mod. 99

Tableau IV.24 : Section de la dalle

Paramètre	Symbole	Valeur
Largeur (pour 1 m de largeur)	b	100,0 cm
Hauteur totale	h	15,0 cm
Enrobage supérieur	d_1	2,5 cm
Enrobage inférieur	d_2	2,5 cm
Hauteur utile	$d=h-d_1$	12,5 cm

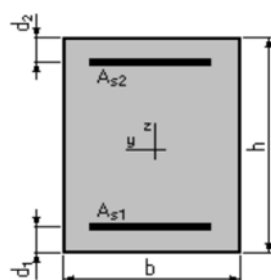


Tableau IV.25 : Première série de moments

Combinaison	M max (Tm)	M min (Tm)
ELU (fondamental)	2,09	-1,25
ELS	2,26	-1,25
ELA (accidentel)	2,43	-1,45

Tableau IV.26 : Deuxième série de moments

Combinaison	M max (Tm)	M min (Tm)
ELU (fondamental)	2,11	-1,13
ELS	0,00	0,00
ELA (accidentel)	0,00	0,00

Tableau IV.27 : Sections d'acier théoriques

Paramètre	Valeur	Unité
Section d'acier inférieure (tendue) A_{s1}	3,9	cm ²
Section d'acier supérieure (comprimée) A_{s2}	2,1	cm ²
Section minimale théorique	$A_{min}=1,4$	cm ²
Pourcentage d'armatures théorique	$\rho=0,48$	%
Pourcentage minimal réglementaire	$\rho_{min}=0,11$	%

Tableau IV.28 : Moments limites de la section

Combinaison	M max (Tm)	M min (Tm)
ELU (fondamental)	2,09	-1,25
ELS	2,26	-1,25
ELA (accidentel)	2,43	-1,45

Tableau IV.29 : Analyse à l'ELU ($M_{\max} = 2,09 \text{ Tm}$)

Paramètre	Valeur	Unité
Coefficient de sécurité	1,00	–
Pivot	A	–
Position de l'axe neutre	y=1,8	cm
Bras de levier	Z=11,8	cm
Déformation du béton	$\epsilon_b=1,63$	‰
Déformation de l'acier	$\epsilon_s=10,00$	‰
Contrainte de l'acier tendu	$\sigma_s=434,8$	MPa

Tableau IV.30 : Analyse à l'ELS ($M_{\max} = 2,26 \text{ Tm}$)

Paramètre	Valeur	Unité
Coefficient de sécurité	1,00	–
Position de l'axe neutre	y=3,2	cm
Bras de levier	Z=11,4	cm
Contrainte maxi du béton	$\sigma_b=8,4$	MPa
Contrainte limite ($0,6 f_{c28}$)	15,0	MPa
Contrainte de l'acier tendu	$\sigma_s=500,0$	MPa
Contrainte de l'acier comprimé	$\sigma_s'=0,4$	MPa

Tableau IV.31 : Analyse à l'ELA ($M_{\max} = 2,43 \text{ Tm}$)

Paramètre	Valeur	Unité
Coefficient de sécurité	1,00	–
Pivot	A	–
Position de l'axe neutre	y=1,6	cm
Bras de levier	Z=11,9	cm
Déformation du béton	$\epsilon_b=1,43$	‰
Déformation de l'acier	$\epsilon_s=10,00$	‰
Contrainte de l'acier tendu	$\sigma_s=500,0$	MPa

Vérification des contraintes à l'ELS :

$\sigma_b = 8,4 \text{ MPa} < 15,0 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié.}$

$\sigma_s = 500,0 \text{ MPa} \leq 500,0 \text{ MPa} \rightarrow \text{acceptable.}$

Tableau IV.32 : Analyse du deuxième cas de chargement (ELU, $M_{\max} = 2,11 \text{ Tm}$)

Paramètre	Valeur	Unité
Coefficient de sécurité	1,00	–
Pivot	A	–
Position de l'axe neutre	y=1,8	cm
Bras de levier	Z=11,8	cm
Déformation du béton	$\epsilon_b=1,64$	‰
Déformation de l'acier	$\epsilon_s=10,00$	‰
Contrainte de l'acier tendu	$\sigma_s=434,8$	MPa

Les sections d'acier sont identiques : $A_{s1} = 3,9 \text{ cm}^2$, $A_{s2} = 2,1 \text{ cm}^2$.

Dispositions constructives :

- Nappe inférieure : $A_{s1} = 3,9 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Nappe supérieure : $A_{s2} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Maillage : $150 \times 150 \text{ mm}$
- Enrobage : $2,5 \text{ cm}$

Tableau IV.33 : Récapitulatif – Ferrailage retenu

Élément	Ferrailage
Nappe inférieure (armatures tendues)	3,9 cm²/m (soit par exemple HA10 espacés de 20 cm – à vérifier selon les barres disponibles)
Nappe supérieure (armatures comprimées)	2,1 cm²/m
Hauteur totale de la dalle	15 cm
Enrobage	2,5 cm
Maillage	150 × 150 mm (pour les aciers de répartition ? À préciser)
Pourcentage d'armatures total	$\rho = 0,48 \% > \rho_{\min} = 0,11 \%$
Normes satisfaites	BAEL 91 mod. 99 (fissuration non préjudiciable)

IV.7.2 Ferrailage des voiles (RPA 2024) – Synthèse de deux types

IV.7.2.1 Type XX1

Tableau IV.34 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du voile XX1

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Nombre d'étages	N	6	-
Hauteur totale du voile	hw	15,30	m
Hauteur d'étage	he	2,91	m
Longueur du voile	lw	3,20	m
Épaisseur du voile	bw	0,20	m
Enrobage (d ₁₂)	d ₁₂	2,50	cm
Résistance béton	fc28	25	MPa
Limite élastique acier	fe	400	MPa
γ_b		1,20	-
γ_s		1,00	-

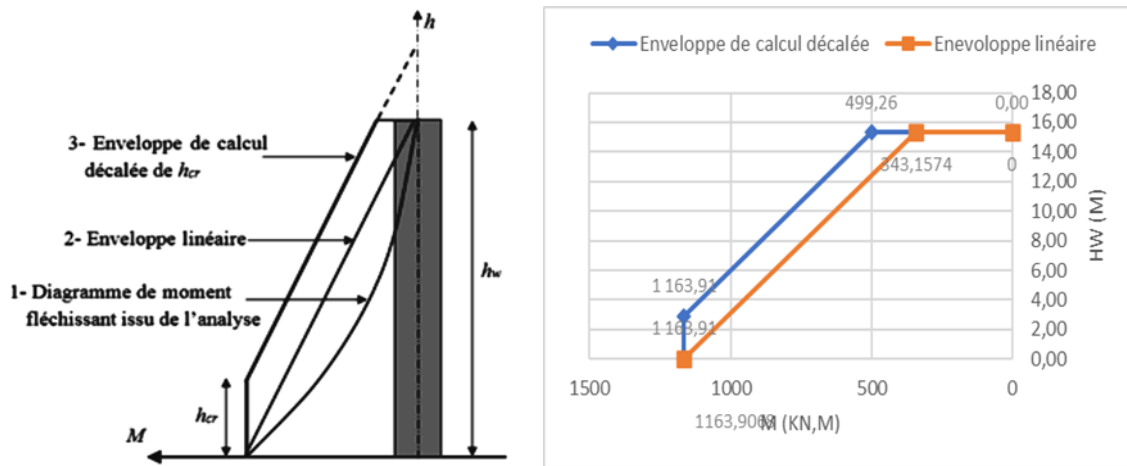


Figure IV.17 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant – RPA 2024

Système de contreventement : type 5 (voiles), $R = 4,5$, $Q_f = 1,05$, $T_0 = 0,20$ s, $T_2 = 0,60$ s

$$N_{\max} = 299,54 \text{ kN}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{15,30}{3,20} = 4,78 > 2 \rightarrow \text{voile élancé}$$

Tableau IV.35 : Distribution des efforts internes (N, M, T) le long de la hauteur

Niveau	Hi (m)	Ni (kN)	Mi (kN.m)	Ti (kN)
0	0,00	-299,54	1163,91	634,06
1	3,06	-232,40	1141,19	643,74
2	6,12	-222,11	957,26	566,88
3	9,18	-205,18	776,28	478,82
4	12,24	-164,29	582,11	370,91
5	15,30	-103,66	343,16	219,29
6	18,36	-54,70	194,77	219,29

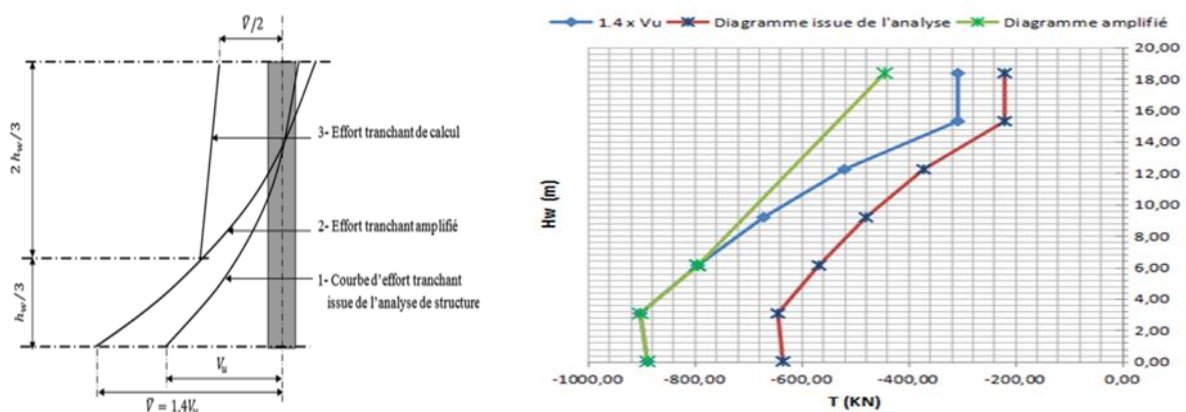


Figure IV.18 : Amplification de l'effort tranchant selon RPA 2024

Hauteur critique : $h_{cr} = \max(l_w; h_w/6) = \max(3,20; 2,55) = 3,20 \text{ m}$

$$h_{\text{critique retenue}} = \min(2l_w; 2h_e) = \min(6,40; 5,82) = 3,20 \text{ m}$$

Ferraillage – zone critique

Tableau IV.36 : Dimensions et armatures des éléments de rive en zone critique

Paramètre	Rive gauche	Rive droite
Longueur choisie L_c	55 cm	55 cm
Largeur choisie b_c	20 cm	20 cm
$L_c \text{ min } (\max(0,15 l_w ; 1,5 b_w))$	48 cm	48 cm
$b_c \text{ min}$	20 cm	20 cm
$A_{v\text{calc}}$ (aciers verticaux)	18 cm ²	18 cm ²
$\varnothing l \text{ min}$	1,2 cm	1,2 cm
St_{max}	10 cm	10 cm
$A_{v\text{min}}$	6,0 cm ² (vérifié)	6,0 cm ²
A_{vj}	18 cm ²	18 cm ²

Tableau IV.37 : Armatures verticales et horizontales de l'âme en zone critique

Paramètre	Valeur
$\varnothing l \text{ vertical}$	12 mm
$S_v \text{ choisi}$	20 cm
$S_{v\text{max}}$	25 cm
$A_{v\text{min}} / e$	0,80 cm ² / 20 cm
$\varnothing l \text{ horizontal}$	12 mm
$S_h \text{ choisi}$	20 cm
$S_{h\text{max}}$	25 cm
$A_{h\text{min}} / e$	1,08 cm ² / 20 cm
Condition	$S_v, S_h \leq \text{max} \rightarrow \text{OK}$

Ferraillage – zone supérieure :

- Aciers verticaux : $\varnothing 10 \text{ mm}$, $e = 20 \text{ cm}$ ($A_{sv \text{ min}} = 0,80 \text{ cm}^2$)
- Aciers horizontaux : $\varnothing 10 \text{ mm}$, $e = 25 \text{ cm}$ ($A_{h \text{ min}} = 1,00 \text{ cm}^2$)
- Éléments de rive : non requis.

Vérification du cisaillement (base) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_w \times 0,9 \times l_w} = \frac{634,06 \times 10^3}{0,20 \times 0,9 \times 3,20} \approx 1,10 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5,0 \text{ MPa}$$

Conditions de ductilité locale : $n_d \approx 0,09$, armatures transversales Ø8, $S_t = 10 \text{ cm}$, $M_{Rd} = 1510 \text{ kN.m}$.

Tableau IV.38 : Dimensionnement des linteaux (exemple)

Paramètre	Valeur
L = 1,20 m ; H = 1,00 m ; $b_w = 0,25 \text{ m}$	/
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$	/
$V_u = 20 \text{ kN}$; $M_u = 16 \text{ kN.m}$	/
$\tau_b = 0,09 \text{ MPa} < 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$	/
Pas d'armatures diagonales nécessaires	/
Al longitudinal choisi	6,79 cm ²
At transversal (cadres)	Ø8, 2 brins, e = 10 cm
Ac (armatures de peau)	6,03 cm ²

IV.7.2.2 Type YY1**Tableau IV.39 :** Caractéristiques géométriques et mécaniques du voile YY1

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Nombre d'étages	N	6	-
Hauteur totale du voile	hw	15,30	m
Hauteur d'étage	he	2,91	m
Longueur du voile	lw	3,20	m
Épaisseur du voile	bw	0,20	m
Enrobage (d_{12})	d_{12}	2,50	cm
Résistance béton	f_{c28}	25	MPa
Limite élastique acier	f_e	400	MPa
γ_b		1,20	-
γ_s		1,00	-

Système de contreventement : type 5, $R = 4,5$, $Q_f = 1,05$, $T_0 = 0,16$ s, $T_2 = 0,60$ s

$$N_{\max} = 604,76 \text{ kN}, \frac{h_w}{l_w} = 4,78 > 2 \rightarrow \text{voile élancé}$$

Tableau IV.40 : Distribution des efforts internes (N, M, T) le long de la hauteur

Niveau	Hi (m)	Ni (kN)	Mi (kN.m)	Ti (kN)
0	0,00	-604,76	157,85	41,93
1	3,06	-498,13	84,65	38,25
2	6,12	-396,90	80,30	31,45
3	9,18	-299,29	65,80	33,37
4	12,24	-204,13	51,05	29,48
5	15,30	-109,98	50,64	25,36
6	18,36	-76,32	21,82	24,36

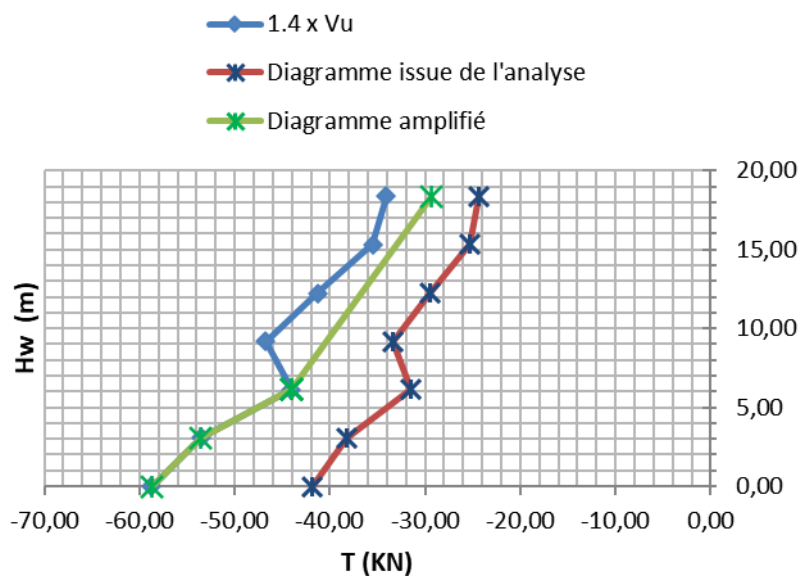


Figure IV.19 : Comparaison du diagramme de l'effort tranchant (analytique vs amplifié)

Hauteur critique : $h_{cr} = 3,20$ m

Ferrailage – zone critique

Tableau IV.41 : Dimensions et armatures des éléments de rive en zone critique

Paramètre	Rive gauche	Rive droite
Longueur choisie L_c	55 cm	55 cm
Largeur choisie b_c	20 cm	20 cm
Avcalc (aciers verticaux)	9,05 cm ²	9,05 cm ²
Øl min	1,2 cm	1,2 cm
Stmax	10 cm	10 cm
Avmin	6,0 cm ²	6,0 cm ²
Avj	9,05 cm ²	9,05 cm ²

Ame : mêmes choix que XX1 (Ø_l vertical 12 mm, $S_v = 20$ cm ; horizontal 12 mm, $S_h = 20$ cm).

Ferrailage – zone supérieure : Ø10 mm, $e = 20$ cm (verticaux) ; Ø10 mm, $e = 25$ cm (horizontaux).

Vérification du cisaillement (base) :

$$\tau_b = \frac{41,93 \times 10^3}{0,20 \times 0,9 \times 3,20} \approx 0,073 \text{ MPa} \ll 5,0 \text{ MPa}$$

Conditions de ductilité locale : $n_d \approx 0,18$, armatures transversales Ø8, $S_t = 10$ cm.

Linteaux : identiques au projet XX1.

IV.8.3 Récapitulatif des aciers par projet

Tableau IV.42 : Synthèse des armatures pour le type XX1 (voile avec moments élevés)

Élément	Acier vertical	Acier horizontal
Éléments de rive	18 cm ² (p. ex. 4HA16+2HA12)	cadres Ø8 $e=10$ cm
Ame – zone critique	2×HA12 $e=20$ cm (par face)	2×HA12 $e=20$ cm
Ame – zone supérieure	HA10 $e=20$ cm	HA10 $e=25$ cm

Tableau IV.43 : Synthèse des armatures pour le type YY1 (voile avec efforts normaux prédominants)

Élément	Acier vertical	Acier horizontal
Éléments de rive	9,05 cm ² (p. ex. 8HA12)	cadres Ø8 e=10 cm
Ame – zone critique	2×HA12 e=20 cm	2×HA12 e=20 cm
Ame – zone supérieure	HA10 e=20 cm	HA10 e=25 cm

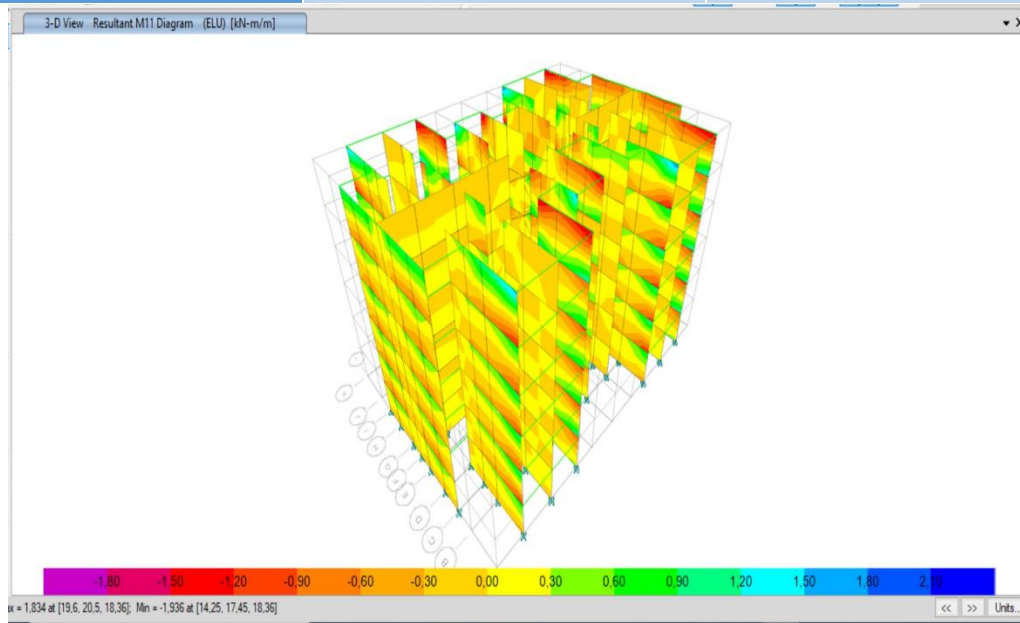


Figure IV.20 : Diagramme des moments fléchissants M11 (ELU) – Vue 3D

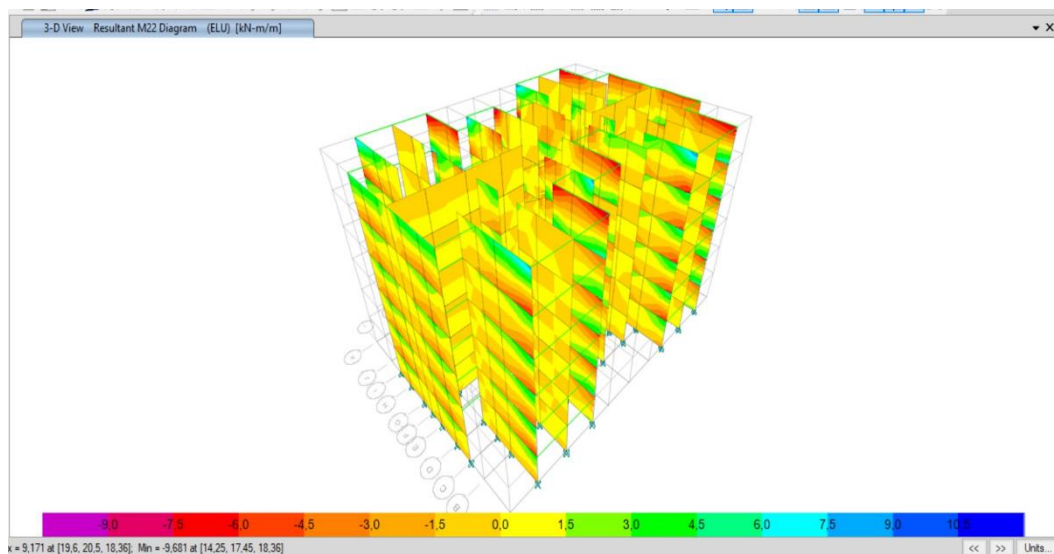


Figure IV.21 : Diagramme des moments fléchissants M22 (ELU) – Vue 3D

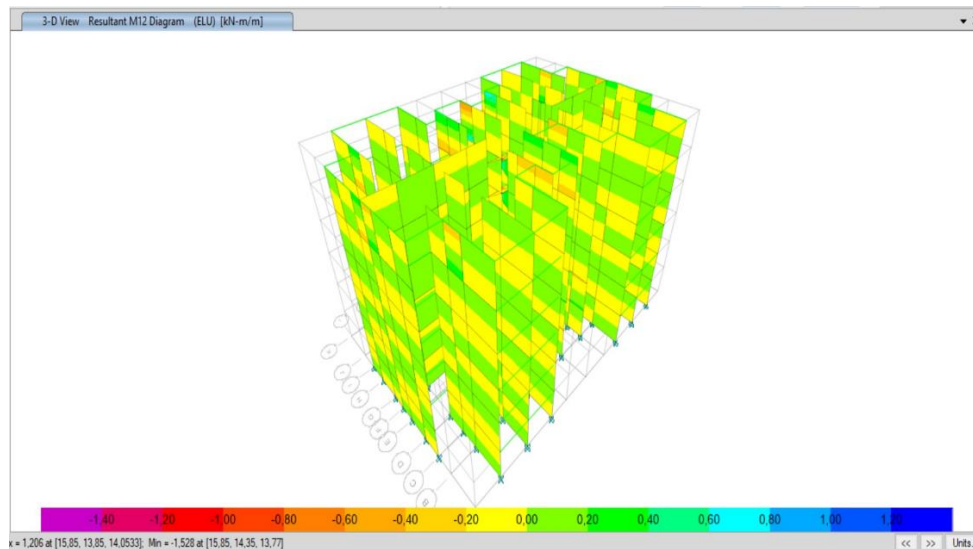


Figure IV.22 : Diagramme des moments de torsion M12 (ELU) – Vue 3D

IV.8 etude des fondations :

Les fondations constituent le pilier central du système de coffrage tunnel ; elles doivent être exécutées avec une précision extrême pour garantir la planéité de la surface et supporter les charges colossales des coffrages métalliques. Ce système nécessite des fondations robustes (**généralement un radier général**) afin de prévenir tout tassement différentiel. De plus, le tracé topographique rigoureux des fondations joue un rôle crucial dans l'implantation des axes des murs.

IV.8.1 Choix du type de fondation

Pour l'ouvrage étudié : **Radier général**.

IV.8.2 Pré-dimensionnement du radier

IV.8.2.1 Hauteur du radier

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4,80}{10} = 0,48 \text{ m} \Rightarrow \text{on prend } h = 65 \text{ cm}$$

IV.8.2.2 Caractéristiques géométriques

Centre de gravité : $X_G = 14,35 \text{ m}$, $Y_G = 10,25 \text{ m}$

IV.8.2.3 Surface nécessaire

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} , \sigma_{\text{adm}} = 0,2 \text{ MPa} = 2 \text{ bar}$$

Tableau IV.44 : Réactions à la base

Output Case	Case Type	FZ (kN)	MX (kN-m)	MY (kN-m)
G	LinStatic	31648,18	325795,79	-455258,50
Q	LinStatic	3852,16	40068,61	-55395,89
ELU	Combination	42725,04	439824,32	-614598,97
ELS	Combination	35500,34	325795,79	-455258,50

$$S_{\text{nec}} = \frac{F}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35500,34}{200} = 177,50 \text{ m}^2 \leq 472,46 \text{ m}^2 \text{ vérifié}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{35500,34}{472,46} = 75,13 \text{ MPa}$$

IV.8.2.4 Vérification des contraintes

Tableau IV.45 : Vérification des contraintes sous radier

Description	Valeur	Unité
Surface radier	472,47	m ²
Poids radier	5905,88	kN
Poids béton de propreté	2500	kN
Poids remblai	1520,21	kN
Poids surcharge	1180	kN
N ELS Total	41547,27	kN
Contrainte	0,75	t/m ² < 2 bar

IV.8.2.5 Condition de rigidité (DTR BC 2.33)

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\text{max}}}{E \cdot \pi}}$$

$$K = 40 \text{ MN/m}^3, L_{\text{max}} = 4,80 \text{ m}, E = 32164,19 \text{ MN/m}^2$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{0,274} = 0,65 \text{ mOK}$$

IV.8.2.6 Condition de non-cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{P}{2L_y + L_x} = 0,239 \text{ MN}, V_{uy} = \frac{P}{3L_y} = 0,213 \text{ MN} \rightarrow \text{vérifié.}$$

IV.8.2.7 Condition de non-poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h_r \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$N_u = 972,55 \text{ kN/m}, U_c = 2(a' + b') = 2(0,86 + 1,65) = 5,02 \text{ m}$$

$$0,045 \times 5,02 \times 0,65 \times \frac{2500}{1,5} = 244,73 \text{ kN}$$

$$972,55 \leq 244,73 \rightarrow \text{non vérifié (à revoir).}$$

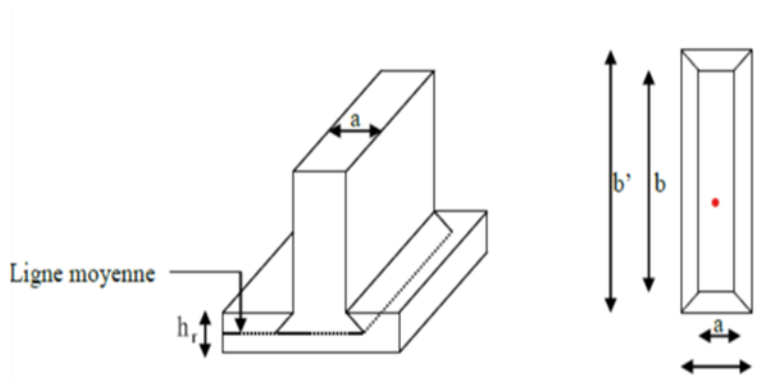


Figure IV.23 : Schéma démonstratif du

IV.8.2.8 Débord

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max(32,5, 30) = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } 33 \text{ cm}$$

IV.8.3 Ferrailage du radier

État limite ultime :

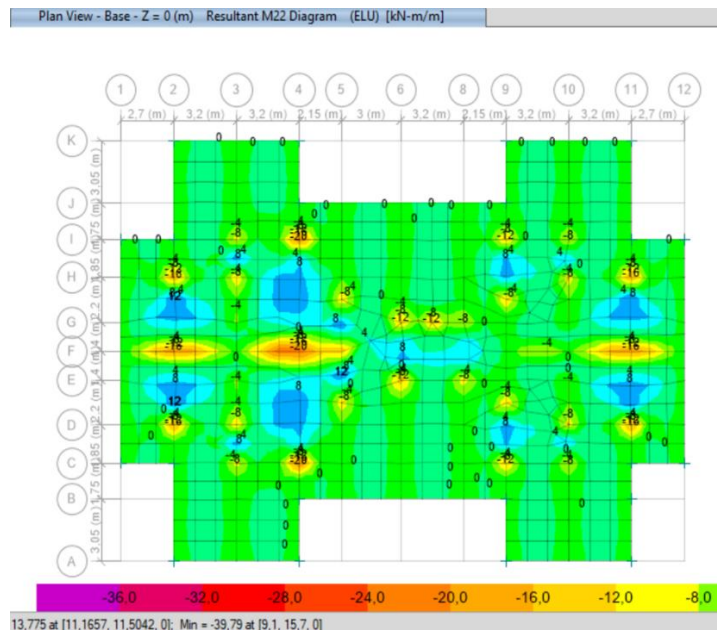


Figure IV.24 : Diagramme des moments fléchissants M22 (ELU) – Vue en plan (Z = 0 m)

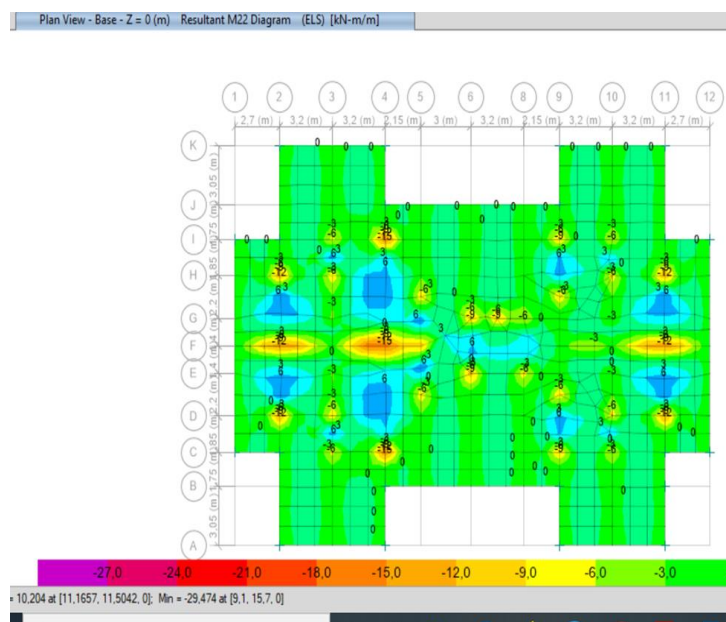


Figure IV.25 : Diagramme des moments fléchissants M22 (ELS) – Vue en plan (Z = 0 m)

Ferrailage retenu : As = 7 T14 (10,78 cm²) dans les deux sens.

Tableau IV.46 : Caractéristiques des matériaux pour le radier

Matériau	Caractéristique	Symbole	Valeur
Béton	Résistance à 28 jours	f_{c28}	25,0 MPa
Béton	Résistance à la traction	f_{t28}	2,1 MPa
Béton	Contrainte limite en compression (ELU)	f_{bu}	14,17 MPa
Acier	Limite d'élasticité	f_e	500 MPa
Acier	Coefficient de sécurité	γ_s	1,15
Acier	Contrainte de calcul à l'ELU	σ_{st}	434,8 MPa

Géométrie du radier : $b = 100$ cm, $h = 40$ cm, $d_1 = d_2 = 2,5$ cm, $c = 3,0$ cm, $d = 37$ cm

Hypothèses : fissuration préjudiciable, armatures comprimées prises en compte, pas de dispositions sismiques, BAEL 91 mod. 99.

IV.9 Métré (quantités béton, acier et coffrage)

Dans cette partie, le métré des matériaux principaux du bâtiment R+5 réalisé en système de coffrage tunnel est établi à partir des dimensions structurales obtenues lors du dimensionnement.

Le métré concerne essentiellement :

- Les voiles porteurs
- Les dalles
- Le radier général
- Les poutres de libage

Les quantités déterminées portent sur :

- Le volume du béton
- Le poids des armatures
- La surface de coffrage

IV.9.1 Quantité de béton**a) Voiles porteurs**

$$e = 20 \text{ cm}, L = 52 \text{ m}, H = 18,36 \text{ m} \rightarrow V = 0,20 \times 52 \times 18,36 = 190,94 \text{ m}^3$$

b) Dalles

$$h = 20 \text{ cm}, S = 532,22 \text{ m}^2, 6 \text{ niveaux} \rightarrow V = 532,22 \times 0,20 \times 6 = 638,66 \text{ m}^3$$

c) Radier général

$$S_r = 551,46 \text{ m}^2, h_r = 0,65 \text{ m} \rightarrow V_r = 551,46 \times 0,65 = 358,45 \text{ m}^3$$

d) Poutres de libage

$$40 \times 60 \text{ cm}, L = 110 \text{ m} \rightarrow V = 0,40 \times 0,60 \times 110 = 26,40 \text{ m}^3$$

IV.9.2 Quantité d'acier**Tableau IV.47 : Ratios d'acier utilisés**

Élément	Ratio acier (kg/m ³)
Voiles	110
Dalles	90
Radier	130
Poutres de libage	160

$$\text{a) Voiles : } P = 190,94 \times 110 = 21003,4 \text{ kg}$$

$$\text{b) Dalles : } P = 638,66 \times 90 = 57479,4 \text{ kg}$$

$$\text{c) Radier général : } P = 358,45 \times 130 = 46598,5 \text{ kg}$$

$$\text{d) Poutres de libage : } P = 26,40 \times 160 = 4224 \text{ kg}$$

IV.10.3 Surface de coffrage

$$\text{a) Voiles : } S = 2 \times 52 \times 18,36 = 1909,44 \text{ m}^2$$

$$\text{b) Dalles : } S = 532,22 \times 6 = 3193,32 \text{ m}^2$$

c) **Radier général** : $S = 2 \times (30,30 + 18,20) \times 0,65 = 63,05 \text{ m}^2$

d) **Poutres de libage** : $S = (2 \times 0,60 + 0,40) \times 110 = 176 \text{ m}^2$

IV.9.4 Tableau récapitulatif

Tableau IV.48 : Récapitulatif des quantités

Élément	Béton (m ³)	Acier (kg)	Coffrage (m ²)
Voiles	190,94	21003,4	1909,44
Dalles	638,66	57479,4	3193,32
Radier général	358,45	46598,5	63,05
Poutres de libage	26,40	4224	176
Élément	Béton (m ³)	Acier (kg)	Coffrage (m ²)

IV.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié un bâtiment de R+5 construit en coffrage tunnel (voiles et dalles pleines) dans une zone sismique moyenne (M'Sila). Après modélisation sous ETABS et descente de charges, nous avons choisi une épaisseur de 15 cm pour les dalles et 20 cm pour les voiles.

L'analyse sismique selon le RPA 2024 a montré que les voiles reprennent 100% des efforts sismiques, ce qui justifie le choix du coefficient de comportement $R=4,5$. Toutes les vérifications réglementaires sont respectées : stabilité au renversement, déplacements inter-étages, effet $P-\Delta$ et cisaillement.

Le ferrailage des voiles et du radier (épaisseur 65 cm) a été proposé. Cependant, la condition de non-poinçonnement du radier n'est pas vérifiée et devra être reprise. Enfin, le métré a donné environ 1215 m³ de béton, 130 tonnes d'acier et 5342 m² de coffrage.

En conclusion, la structure est globalement conforme aux normes, sauf le poinçonnement du radier à corriger.

CHAPITRE V:
Comparaison
technico-économique

V.1 Introduction

Après avoir étudié le système mixte (portiques + voiles) dans le chapitre III et le système de coffrage tunnel dans le chapitre IV, conformément aux exigences du RPA 2024, ce cinquième chapitre est consacré à une comparaison technico-économique approfondie entre ces deux solutions constructives pour un bâtiment R+5 implanté en zone sismique IV (wilaya de M'Sila).

Cette comparaison s'appuie sur les résultats obtenus lors des phases de modélisation, de descente de charges, de dimensionnement et de métré. Trois axes principaux sont analysés : d'abord la performance technique (stabilité, comportement sismique, déplacements inter-étages), ensuite les quantités de matériaux (béton, acier, coffrage), puis l'estimation des coûts directs et des délais d'exécution.

L'objectif est de dégager pour chaque système ses avantages et ses inconvénients, afin de formuler une recommandation rationnelle pour le choix du type de structure dans des projets similaires.

V.2 Comparaison technique

V.2.1 Stabilité et rigidité

Tableau V.1 : Comparaison de la stabilité et de la rigidité entre les deux systèmes

Critère	Système mixte	Coffrage tunnel
Reprise des charges verticales	Poteaux + poutres + voiles	Voiles porteurs + dalles pleines
Reprise des efforts horizontaux	Voiles (79%) + portiques (21%)	Voiles (100%)
Rigidité globale	Élevée (mixte)	Très élevée (monolithique)
Risque de torsion	Faible (symétrie des voiles)	Très faible (structure compacte)

V.2.2 Comportement sismique (RPA 2024)

Tableau V.2 : Comparaison des paramètres sismiques entre les deux systèmes

Paramètre	Système mixte	Coffrage tunnel
Coefficient de comportement (R)	4,5 (système voiles)	4,5 (système voiles)
Effort tranchant à la base V (KN)	3546 (EX) / 3557 (EY)	3922 (EX) / 3922 (EY)
Participation des voiles	≈ 79 %	100 %
Force sismique totale (W)	25 536,76 KN	31 648,18 KN
Vérification $V_t \geq 0,8V$	OK	OK
Effet P-Δ (θ max)	0,0164 (OK)	0,0036 (OK)

➤ **Analyse :**

- Le système tunnel est plus rigide (100% voiles), il capte davantage d'efforts sismiques (V plus élevée).
- Le système mixte est plus léger (W plus faible), ce qui réduit les efforts sismiques totaux.
- Les deux systèmes vérifient toutes les conditions réglementaires (P-Δ, renversement, déplacements).

V.2.3 Déplacements inter-étages

Tableau V.3 : Comparaison des déplacements relatifs finaux entre les deux systèmes

Niveau	Déplacement max mixte (cm)	Déplacement max tunnel (cm)	Limite admissible (cm)
6	0,957 (Y)	0,141 (X)	4,59
5	1,043 (Y)	0,159 (X)	4,59
4	1,080 (Y)	0,167 (X)	4,59
3	1,027 (Y)	0,167 (X)	4,59
2	0,843 (Y)	0,154 (X)	4,59
1	0,454 (Y)	0,111 (X)	4,59

V.3 Comparaison des quantités de matériaux

V.3.1 Volumes de béton (m³)

Tableau V.4 : Comparaison des volumes de béton (m³) entre les deux systèmes

Élément	Système mixte	Coffrage tunnel
Voiles	176,26	190,94
Dalles / planchers	384,00	638,66
Poteaux	58,75	—
Poutres principales	21,60	—
Poutres secondaires	14,70	—
Radier général	95,00	358,45
Poutres de libage	—	26,40
Total béton (m³)	750,31	1 214,45

V.3.2 Poids d'acier (kg)

Tableau V.5 : Comparaison du poids d'acier (kg) entre les deux systèmes

Élément	Système mixte	Coffrage tunnel
Voiles	15 863,4	21 003,4
Dalles / planchers	30 720,0	57 479,4
Poteaux	8 812,5	—
Poutres	4 356,0	—
Radier	6 650,0	46 598,5
Poutres de libage	—	4 224,0
Total acier (kg)	66 401,9	129 305,3

V.3.3 Surface de coffrage (m²)

Tableau V.6 : Comparaison de la surface de coffrage (m²) entre les deux systèmes

Élément	Système mixte	Coffrage tunnel
Voiles	1 762,56	1 909,44
Dalles / planchers	1 920,00	3 193,32
Poteaux	587,52	–
Poutres	338,00	–
Radier	–	63,05
Poutres de libage	–	176,00
Total coffrage (m²)	4 608,08	5 341,81

V.4 Estimation des coûts

V.4.1 Prix unitaires moyens (marché algérien – 2025)

Tableau V.7 : Prix unitaires des matériaux (estimation 2025)

Matériau	Prix unitaire
Béton prêt à l'emploi (C25/30)	12 000 DA/m ³
Acier HA (livré coupé/façonné)	110 000 DA/tonne
Coffrage (main d'œuvre + matériel)	800 DA/m ²

V.4.2 Coût global par système

Tableau V.8 : Estimation du coût total par système

Poste	Système mixte	Coffrage tunnel
Béton	$750,31 \times 12\,000 = 9\,003\,720$ DA	$1\,214,45 \times 12\,000 = 14\,573\,400$ DA
Acier	$66,402 \times 110\,000 = 7\,304\,220$ 220 DA	$129,305 \times 110\,000 = 14\,223\,550$ 550 DA
Coffrage	$4\,608,08 \times 800 = 3\,686\,464$ DA	$5\,341,81 \times 800 = 4\,273\,448$ DA
Coût total (DA)	19 994 404 DA	33 070 398 DA

V.4.3 Coût par mètre carré de plancher

- Surface totale plancher (6 niveaux) : $532,22 \text{ m}^2 \times 6 = 3\,193,32 \text{ m}^2$
- Coût au m^2 (système mixte) = $19\,994\,404 / 3\,193,32 \approx 6\,260 \text{ DA/m}^2$
- Coût au m^2 (coffrage tunnel) = $33\,070\,398 / 3\,193,32 \approx 10\,357 \text{ DA/m}^2$

Soit un surcoût d'environ 65 % pour le système tunnel.

V.5 Comparaison des délais d'exécution

Tableau V.9 : Comparaison des délais d'exécution entre les deux systèmes

Critère	Système mixte	Coffrage tunnel
Temps de ferrailage	Long (poteaux, poutres, voilles séparés)	Très court (nappes standardisées)
Temps de coffrage	Important (multiples éléments)	Très rapide (banches métalliques)
Temps de coulage	Séparé (plusieurs phases)	Monolithique (par niveau)
Cadence par étage	10 – 12 jours	6 – 7 jours
Durée totale R+5	$\approx 70 - 80$ jours	$\approx 40 - 50$ jours

Gain de temps estimé : 30 à 40 % en faveur du coffrage tunnel.

V.6 Synthèse comparative

Tableau V.10 : Synthèse globale des avantages par système

Critère	Système mixte	Coffrage tunnel	Avantage
Béton (m^3)	750,31	1 214,45	Mixte
Acier (kg)	66 402	129 305	Mixte
Coffrage (m^2)	4 608	5 342	Mixte
Coût total (DA)	≈ 20 millions	≈ 33 millions	Mixte
Coût au m^2 (DA)	6 260	10 357	Mixte
Délai d'exécution	Long	Court	Tunnel
Rigidité sismique	Bonne	Très bonne	Tunnel
Déplacements latéraux	Modérés	Très faibles	Tunnel
Qualité de finition	Standard	Excellente (monolithique)	Tunnel
Nécessité main d'œuvre qualifiée	Oui	Oui (spécifique coffrage tunnel)	Mixte

V.7 Conclusion

L'analyse comparative menée dans ce chapitre permet de tirer plusieurs enseignements. Sur le plan technique, le système de coffrage tunnel se révèle beaucoup plus rigide que le système mixte, avec une reprise intégrale des efforts sismiques par les voiles (100 %) et des déplacements latéraux très faibles (inférieurs à 2 mm), tandis que le système mixte, bien que moins rigide, reste conforme à toutes les exigences réglementaires du RPA 2024.

Sur le plan quantitatif, le coffrage tunnel consomme environ 62 % de béton en plus et 95 % d'acier en plus par rapport au système mixte, ce qui se traduit par un surcoût global d'environ 65 % (33 millions de dinars contre 20 millions). Cependant, ce système permet de réduire les délais d'exécution de 30 à 40 %, grâce à la standardisation et à la rapidité de mise en œuvre des banches métalliques.

En conclusion, si la maîtrise du coût est l'objectif prioritaire, le système mixte est préférable. En revanche, lorsque la qualité de finition, la rapidité d'exécution et un comportement sismique optimal sont recherchés, le coffrage tunnel constitue la meilleure solution, malgré son coût plus élevé. Pour ce projet de logements collectifs en zone sismique IV, le système de coffrage tunnel a été retenu comme solution de référence.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce mémoire a porté sur l'étude comparative de deux systèmes constructifs en béton armé appliqués à un bâtiment d'habitation de type R+5 implanté en zone sismique IV : le système mixte (portiques et voiles) et le système en coffrage tunnel.

L'étude a été menée conformément aux règlements et normes en vigueur, notamment le RPA 2024, à travers la modélisation numérique des structures, l'évaluation des charges, l'analyse sismique, le dimensionnement des éléments porteurs ainsi que l'estimation des quantités de matériaux et des coûts de réalisation.

Les résultats obtenus ont montré que les deux systèmes répondent aux exigences réglementaires en matière de sécurité et de stabilité. Toutefois, leurs performances diffèrent selon les critères étudiés. Le système mixte se distingue par sa flexibilité architecturale et son intérêt économique, tandis que le système en coffrage tunnel présente une rigidité plus importante, une meilleure homogénéité structurale et une rapidité d'exécution supérieure.

L'analyse technico-économique réalisée met en évidence que le choix du système constructif ne peut être généralisé et doit être effectué en fonction des objectifs du projet, des contraintes techniques, des exigences de qualité, du délai de réalisation et du budget disponible.

Ainsi, le présent travail constitue une contribution à l'aide à la décision dans le choix des systèmes constructifs en béton armé en zone sismique, tout en ouvrant des perspectives de recherche portant sur l'optimisation économique, l'analyse environnementale et l'étude de bâtiments de plus grande hauteur.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Réglementations et documents techniques algériens

- [1] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). (2024). *Règles parasismiques algériennes RPA 2024*. Alger : CGS.
- [2] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. (1999). *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites : BAEL 91 modifiées 99*. Paris : Eyrolles.
- [3] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. (1993). *Règles de conception et calcul des structures en béton armé : CBA 93*. Alger : Ministère de l'Habitat.
- [4] Direction Technique des Règlements. (1989). *DTR BC 2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation*. Alger : Ministère de l'Habitat.

Normes internationales

- [5] Comité Européen de Normalisation (CEN). (2023). **NF EN 1992-1-1:2023 : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, ponts et ouvrages de génie civil**. Bruxelles : CEN.
- [6] Comité Européen de Normalisation (CEN). (2024). **EN 1998-1-1:2024 : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1-1 : Règles générales et actions sismiques**. Bruxelles : CEN.

Mémoires de master

- [7] Ghecil, S., & Boudar, S. (2025). *Étude d'une structure en béton armé selon le RPA 2024* [Mémoire de master]. Université de Tissemsilt.
- [8] Bouhassoun, G. O. (2025). **Etude structurelle d'un hôtel voile-dalle (R+6+sous-sol) selon le RPA2024** [Mémoire de master]. Université de Tlemcen.
- [9] Makhlouf, M., & Massri, M. A. B. (2022). **Etude d'un bâtiment (R+5) avec sous-sol technique coffrage Tunnel** [Mémoire de master]. Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem.
- [10] Dardoune, A., & Tayeb, M. E. A. (2019). **Etude d'un bâtiment R+9 technique coffrage tunnel** [Mémoire de master]. Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem.

