

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages d'art

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN HOTEL
EN R+8 AVEC 3 SOUS SOLS**

Présenté par :

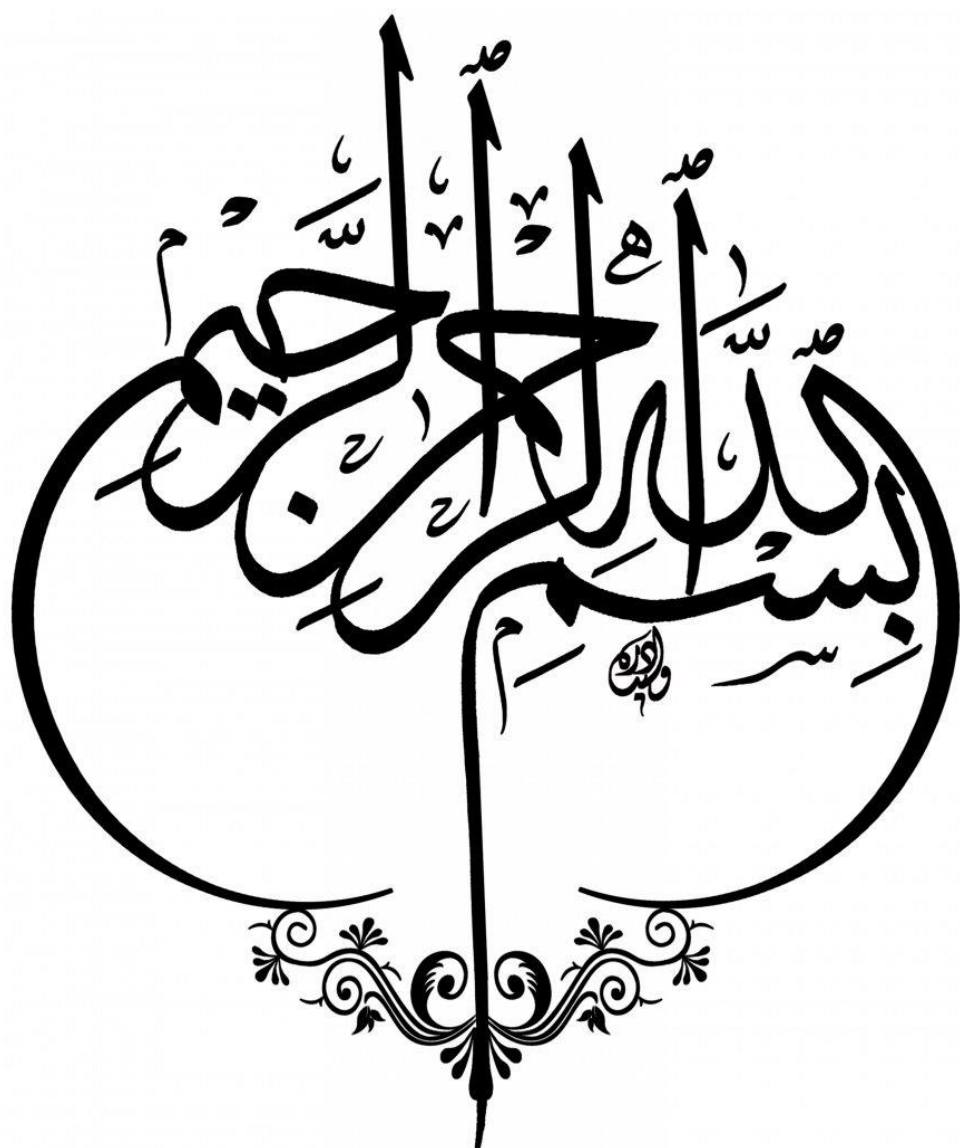
BOUZAADIR Ikram

Encadré par :

Mr MEHANI Youcef

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba





Remerciements

Je remercie gracieusement dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce projet de fin d'études.

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de **Mr MEHANI Youcef**, Je le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur, ses conseils pertinents, et sa disponibilité durant ma préparation de ce projet.*

*Je remercie chaleureusement les anciens étudiants, particulièrement **Ouissem** pour son aide apporté à la réalisation de ce projet.*

*Je remercie également mes professeurs pour la qualité de l'enseignement qu'ils m'ont prodigué au cours de ces cinq années passées à l'**ENSTP**.*

Mes vifs remerciements vont aux membres de jury pour avoir accepté d'examiner mon travail avec attention.

Un immense merci à ma famille et mes amis qui, à de nombreuses reprises, m'ont permis de pallier les difficultés.

Enfin, Je tiens à remercier toute personne qui a participé de près ou de loin à l'exécution de ce modeste travail.

Merci du fond du cœur.





إِهْدَاء

إلى الطفلة ذات الخمس سنوات، ما كان حلمك خيالا وما كان طموحك منسياً...

ولأن هذا الشبل من ذاك الأسد، هذا إنجازهم قبل أن يكون إنجازي، إلى من آمن بي قبل أن يؤمن بي أحد، إلى

منارات دبي، وشموعي التي لا تنطفئ، إلى دني وبني، أدامكما الله نبراسا لي ورزقا للفردوس الأعلى...

إلى قطع السكر، التي تنجح أيامي، إلى إخوتي...

إلى رفقاء الدرب وطاقم الرحلة، هاجر، مروة، وإكرام، وأيضا مصادر التحفيز والقوة، إخلاص، سيرين، وصال، عبد

الرحمن، وإكرام، لأن المشوار برفتكم سهلا والصعاب هانت.

إلى كل الطيبين الذين اتقيتهم بحذو المدرسة، وجوهكم جعل المسار أطيب وأخف وطأة..



الملخص

يتناول مشروع التخرج هذا تصميم ودراسة هيكلية لفندق من الخرسانة المسلحة يتكون من ثلاثة أقبية، طابق أرضي، وثمانية طوابق، يقع في مدينة الجزائر المصنفة ضمن المناطق ذات الخطر الزلزالي المرتفع وفقاً لللائحة الزلزالية الجزائرية (RPA 2024)

تم تصميم المنشأ دون فواصل تمدد ويضم بحوراً كبيرة، لذلك أجريت دراسة لتأثيرات الحرارة من أجل تقييم انعكاسها على سلوك المنشأ. كما أجريت دراسة إضافية للتحقق من إمكانية التوسعة الرأسية مستقبلاً، وذلك من خلال تقييم أداء الهيكل في حالة الانتقال من طابق أرضي + 8 طوابق إلى طابق أرضي + 11 طابقاً.

الكلمات المفتاحية: اللائحة الزلزالية الجزائرية (RPA 2024)؛ النمذجة العددية؛ فترة؛ الاستجابة الزلزالية؛ طيف الاستجابة؛ فاصل تمدد.

Résumé

Ce projet de fin d'études, concerne la **CONCEPTION ET L'ETUDE DE LA STRUCTURE** d'un hôtel en béton armé composé de trois sous-sols, un rez-de-chaussée et 8 étages, implanté dans la ville d'Alger, classée parmi les zones à fort risque sismique selon le règlement parasismique algérien (RPA 2024).

L'ouvrage, conçu sans joint de dilatation et comportant de grandes travées, a fait l'objet d'une étude des effets thermiques afin d'évaluer leur impact sur le comportement de la structure. Une analyse complémentaire a également été réalisée pour vérifier la faisabilité d'une extension verticale future, avec un passage éventuel de R+8 à R+11.

Mots clés : Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) ; modélisation numérique ; période ; réponse sismique ; spectre de réponse ; joint de dilatation.

Abstract

This graduation project focuses on the **DESIGN AND STRUCTURAL STUDY** of a reinforced concrete hotel composed of three basements, a ground floor, and eight stories, located in the city of Algiers, which is classified among the highest seismic risk zones according to the Algerian Seismic Code (RPA 2024).

The structure, designed without expansion joints and incorporating large spans, was subjected to a thermal effects study to assess their impact on its structural behavior. An additional analysis was also carried out to evaluate the feasibility of a future vertical extension, involving a possible increase from Ground Floor + 8 levels to Ground Floor + 11 levels.

Keywords: Algerian Seismic Code (RPA 2024); numerical modeling; period; seismic response; response spectrum; expansion joint.

TABLE DES MATIERES

Liste des figures	I
Liste des tableaux	IV
Liste des symboles	XI
INTRODUCTION GENERALE.....	1
<u>CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE</u>	
I.1 INTRODUCTION	4
I.2 COMPORTEMENT THERMIQUE DES MATERIAUX	4
I.2.1 Dilatation et contraction thermique	4
I.2.2 Contraintes thermiques dans les bâtiments	5
I.3 L'EFFET DE LA TEMPERATURE DANS LES BATIMENTS	5
I.3.1 Coefficient de dilatation du béton	5
I.3.2 L'effet de la température sur le béton et l'acier	5
I.3.2.1 Dilatation et contraction	6
I.3.2.2 Déformations structurelles	6
I.3.3 Influence physique de la température sur les poutres et les colonnes	6
I.4 LES JOINTS	6
I.4.1 Joint de dilatation	6
I.4.2 Joint de retrait	7
I.4.3 Joint sismique	7
I.5 CONSEQUENCES D'UNE MAUVAISE CONCEPTION OU ABSENCE DE JOINTS	7
I.5.1 Fissuration	7
I.5.2 Corrosion des armatures	8
I.5.3 Dégradation prématurée	8
I.5.4 Coûts de réparation	8
I.6 MESURES DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS THERMIQUE	9
I.6.1 Joints de dilatation	9

I.6.2 Choix des matériaux	9
I.6.3 Isolation thermique	9
I.6.4 Ferrailage adapté	9
I.7 EFFET THERMIQUE DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME SELON LES REGLEMENTS	9
I.7.1 Actions de la température climatique	9
I.7.2 Dimensions des blocs entre joints	10
I.8 QUELQUES PROJET REALISES SANS JOINT DE DILATATION	10
<u>CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX UTILISES</u>	
II.1 INTRODUCTION	12
II.2 SITUATION GÉOGRAPHIQUE	12
II.3 DESCRIPTION DU PROJET	13
II.3.1 Présentation de l'ouvrage	13
II.3.2 Caractéristiques géométriques	13
II.3.2.1 Dimensions en plan	13
II.3.2.2 Dimensions en élévation (hauteurs d'étages)	14
II.3.2.3 Caractéristiques du site (rapport géotechnique)	14
II.3.3 Les plans architecturaux	14
II.4 NORMES ET REGLES UTILISEES	14
II.5 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE	15
II.5.1 Classification du site	15
II.5.2 Classification de l'ouvrage selon la zone sismique	15
II.5.3 Classification de l'ouvrage selon son importance	15
II.5.4 Classification des systèmes de contreventement	15
II.6 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	15
II.6.1 Béton	15
II.6.1.1 Résistances caractéristiques du béton	16
II.6.1.2 Modules d'élasticité	16

II.6.1.3 Coefficient du Poisson	17
II.6.1.4 Contraintes Limites	17
II.6.2 Acier	18
II.6.2.1 Caractéristiques mécaniques	19
<u>CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES</u>	
III.1 INTRODUCTION	22
III.2 PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER	22
III.2.1 Plancher en corps creux (2ème au 8ème étage)	22
III.2.2 Plancher en dalle pleine (sous-sols, RDC, 1 ^{er} étage)	23
III.2.2.1 Condition de résistance à la flexion	23
III.2.2.2 Conditions de sécurité contre l'incendie	24
III.2.2.3 Condition de l'isolation phonique	24
III.2.3 Evaluation des charges et surcharges	24
III.2.3.1 Plancher terrasse inaccessible en corps creux	24
III.2.3.2 Plancher étage courant en corps creux	25
III.2.3.3 Plancher étage courant en dalle pleine (RDC, 1er étage)	25
III.2.3.4 Plancher Sous-Sols (Parking)	26
III.2.3.5 Charges d'exploitation	26
III.3 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	26
III.3.1 Poutres principales	27
III.3.2 Poutres secondaires	27
III.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	28
III.4.1 Critère de la résistance	28
III.4.2 Calcul des surfaces offertes aux poteaux	29
III.4.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux	29
III.4.3.1 Poteau d'angle	29
III.4.3.2 Poteau de rive	32

III.4.4	Calcul de la section réduite, prédimensionnement des poteaux et vérifications ...	33
III.4.4.1	Vérification de l'effort normal Réduit	34
III.4.4.2	Augmentation des sections	35
III.4.4.3	Vérification des coffrages exigés par l'article 7.4.1 de RPA2024	36
III.4.4.4	Critère de flambement	37
III.5	PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	38
III.5.1	Voiles de contreventement de la superstructure	39
III.5.2	Voiles périphériques en infrastructure	39
III.6	RÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	40
III.6.1	Les murs extérieurs	40
III.6.2	Acrotère	40
III.6.3	Balcon	41
III.6.4	Garde-corps	42
III.6.5	Escaliers	42
III.6.5.1	Escalier qui communique entre le 1er sous-sol et le RDC	43
III.6.5.2	L'épaisseur de la volée et du palier	44
III.6.6	Mur rideau en verre	46
<u>CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE</u>		
IV.1	INTRODUCTION	48
IV.2	MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA STRUCTURE	48
IV.3	ANALYSE DYNAMIQUE	48
IV.3.1	Modélisation de la première variante (proposée par le BET)	49
IV.3.1.1	Résultats de l'analyse dynamique	49
IV.3.1.2	Interprétation des résultats	50
IV.3.2	Modélisation de la deuxième variante (modification du plan architectural)	50
IV.3.2.1	Résultats de L'analyse dynamique	51
IV.3.2.2	Interprétation des résultats	52

IV.3.3 Modélisation de la troisième variante	52
IV.3.3.1 Résultats de L'analyse dynamique	53
IV.3.3.2 Interprétation des résultats	54
IV.3.4 Modélisation de la quatrième variante	54
IV.3.4.1 Résultats de L'analyse dynamique	55
IV.3.4.2 Interprétation des résultats	55
IV.3.5 Modélisation de la cinquième variante	56
IV.3.5.1 Résultats de L'analyse dynamique	56
IV.3.5.2 Interprétation des résultats	57
IV.3.5.3 Vérification de la condition de l'effort normal réduit	57
IV.3.5.4 Vérification de la flèche des poutres	59
IV.3.5.5 Caractéristiques de la structure	60
IV.4 ETUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE RETENUE	61
IV.4.1 Méthode statique équivalente	61
IV.4.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente	61
IV.4.1.2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	62
IV.4.1.3 Détermination des paramètres sismiques	64
IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale	72
IV.4.2.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	73
IV.4.2.2 Vérification de l'effort normal réduit	73
IV.4.3 Justification de la sécurité	75
IV.4.3.1 Vérification des déplacements	75
IV.4.3.2 Vérification de l'effet P- Δ	77
IV.4.3.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble	80
IV.5 CONCLUSION	81
 <u>CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX</u>	
V.1 INTRODUCTION	84

V.2 ÉTUDE DES POUTRES	84
V.2.1 Exigences de ductilité pour la zone critique.....	86
V.2.2 Ferrailage des poutres	86
V.2.2.1 Conditions imposées pour la section d'armature	86
V.2.2.2 Condition de non-fragilité	87
V.2.2.3 Sollicitations de calcul	88
V.2.2.4 Armatures longitudinales des poutres les plus défavorables	89
V.2.2.5 Armatures transversales des poutres les plus défavorables	90
V.2.3 Vérifications à ELU	92
V.2.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton	92
V.2.3.2 Vérification de la bielle comprimée	92
V.2.3.3 Vérification des armatures inférieures d'appuis	93
V.2.3.4 Vérification de la contrainte d'adhérence	93
V.2.3.5 Vérification du plan d'attache table-âme	94
V.2.4 Vérification à l'ELS	95
V.2.4.1 Vérification de la contrainte de compression	95
V.2.4.2 Vérification de la flèche des poutres	95
V.3 POTEAUX	97
V.3.1 Exigences de ductilité pour la zone critique	98
V.3.2 Recommandations exigées par l'article 7.4.2 du RPA 2024	98
V.3.2.1 Armatures longitudinales	98
V.3.2.2 Armatures transversales	99
V.3.3 Calcul du ferrailage des poteaux	100
V.3.3.1 Ferrailage longitudinal	100
V.3.3.2 Armatures transversales	101
V.3.4 Vérifications spécifiques exigées par le RPA2024	102
V.3.4.1 Sollicitations normales	102

V.3.4.2 Sollicitations tangentes	103
V.4 VOILES	104
V.4.1 Vérifications spécifiques exigées par l'article 7.7.2 du RPA2024)	104
V.4.1.1 Sollicitations normales	104
V.4.1.2 Contraintes limites de cisaillement	105
V.4.2 Efforts sollicités par les voiles les plus défavorables	106
V.4.3 Ferrailage du voile longitudinal (VL3ML605)	106
V.4.3.1 Classification du voile	106
V.4.3.2 Calcul de la hauteur critique	107
V.4.3.3 Enveloppe de calcul	108
V.4.3.4 Ferrailage longitudinal des éléments de rive	109
V.4.3.5 Armatures transversales dans les éléments de rive	110
V.4.3.6 Ferrailage de l'âme	111
V.4.3.7 Conditions de ductilité locale	112
V.4.3.8 Ferrailage de la zone supérieure	115
V.4.4 Ferrailage du voile transversal (VTM34 400)	116
V.4.4.1 Classification du voile	116
V.4.4.2 Calcul de la hauteur critique	116
V.4.4.3 Ferrailage longitudinal des éléments de rive	117
V.4.4.4 Armatures transversales dans les éléments de rive	118
V.4.4.5 Ferrailage de l'âme	119
V.4.4.6 Conditions de ductilité locale	119
V.4.4.7 Ferrailage de la zone supérieure	121

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.1 INTRODUCTION	124
VI.2 CALCUL DE LA DALLE PLEINE	124
VI.2.1 Calcul des sollicitations	124

VI.2.2 Calcul du ferrailage	125
VI.2.3 Vérification à l'ELU	126
VI.2.4 Vérification à l'ELS	126
VI.2.5 Calcul de la flèche	127
VI.3 ETUDE DU PLANCHER EN CORPS CREUX	128
VI.3.1 Etude des poutrelles	129
VI.3.1.1 Dimensionnement de la poutrelle	129
VI.3.1.2 Calcul des poutrelles	130
VI.3.2 Etude de la dalle de compression	138
VI.3.2.1 Les armatures perpendiculaires aux poutrelles	139
VI.3.2.2 Les armatures parallèles aux poutrelles	139
VI.4 CALCUL DE L'ACROTERE	139
VI.4.1 Force horizontale agissant sur les éléments non-structuraux	140
VI.4.2 Calcul des sollicitations	141
VI.4.3 Calcul du ferrailage	141
VI.4.3.1 Calcul à ELU	141
VI.4.3.2 Vérification à l'ELU	143
VI.4.3.3 Vérification à l'ELS	143
VI.5 CALCUL DES ESCALIERS	144
VI.5.1 Calcul des sollicitations	144
VI.5.2 Ferrailage de l'escalier	145
VI.5.3 Vérification à l'ELU	146
VI.5.4 Vérification à l'ELS	147
VI.6 CALCUL DU BALCON	147
VI.6.1 Calcul des sollicitations	148
VI.6.2 Calcul du ferrailage	149
VI.6.3 Vérification à l'ELU	150

VI.6.4 Vérification à l'ELS	150
VI.6.5 Vérification de la flèche	151
VI.7 ETUDE DE LA DALLE MACHINE	151
VI.7.1 Calcul des sollicitations	151
VI.7.2 Calcul du ferrailage	153
VI.7.3 Vérifications à l'ELU	154
VI.7.4 Vérification à L'ELS	155
 <u>CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</u>	
VII.1 INTRODUCTION	157
VII.2 INFRASTRUCTURES DE L'OUVRAGE	157
VII.3 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	157
VII.3.1 Détermination des sollicitations	158
VII.3.1.1 Evaluation des charges	158
VII.3.1.2 Calcul du ferrailage	160
VII.3.1.3 Vérifications nécessaires	161
VII.4 TYPES DE FONDATIONS	164
VII.5 DEFINITION ET MODE DE FONCTIONNEMENT DU RADIER	164
VII.6 CARACTERISTIQUES DU SITE D'ASSISE	165
VII.7 DIMENSIONNEMENT DU RADIER	165
VII.7.1 Condition forfaitaire	165
VII.7.2 Condition de la longueur élastique	165
VII.7.3 Condition de cisaillement	166
VII.7.4 Calcul du D (débordement)	167
VII.8 VERIFICATIONS DU RADIER	167
VII.8.1 Vérifications de la surface du radier	167
VII.8.2 Vérification à l'effet de sous pression	168
VII.8.2.1 Avant la mise en service : sans charge d'exploitation (bâtiment vide sous G)	168

VII.8.2.2 Après la mise en service : avec charge d'exploitation (bâtiment sous G+Q)..	168
VII.8.3 Vérification au non-poinçonnement	168
VII.8.4 Vérification des contraintes du sol	169
VII.8.5 Ferrailage du radier	170
VII.8.5.1 Evaluation des charges sous radier	171
VII.8.5.2 Calcul des moments	172
VII.8.5.3 Ferrailage des panneaux du radier	173
VII.9 FERRAILLAGE DES DEBORDS	174

CHAPITRE VIII : CALCUL A LA TEMPERATURE

VIII.1 INTRODUCTION	177
VIII.2 APPLICATION DE L'ANALYSE THERMIQUE	177
VIII.3 MODELISATION NUMERIQUE	177
VIII.4 RESULTATS DES EFFORTS SOUS L'EFFET DE LA TEMPERATURE	178
VIII.4.1 Efforts dans les voiles	179
VIII.4.2 Efforts les poteaux et les poutres	180
VIII.5 FERRAILLAGE DES ELEMENTS SOUS L'EFFET DE LA TEMPERATURE	181
VIII.5.1 Voiles	181
VIII.5.2 Poutres	181
VIII.5.3 Poteaux	181
VIII.6 CONCLUSION	182

CHAPITRE IX : EXTENSION DE LA STRUCTURE EN R+11

IX.1 INTRODUCTION	184
IX.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE	184
IX.3 ANALYSE DYNAMIQUE	185
IX.3.1 Vérification du comportement sismique de la structure	185
IX.3.2 Vérification de la période	185
IX.4 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	186

IX.5 JUSTIFICATION DE LA SECURITE	187
IX.5.1 Vérification des déplacements	187
IX.5.1.1 Justification de non-effondrement	187
IX.5.1.2 Justification de limitation des dommages	189
IX.5.2 Vérification de l'effet P- Δ	190
IX.5.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble	192
IX.6 VERIFICATION DU FERRAILLAGE	193
IX.7 VERIFICATION DES FONDATIONS	194
IX.7.1 Vérification des contraintes du sol	194
IX.8 CONCLUSION	194
CONCLUSION GENERALE	197
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	200
ANNEXES	203

Liste des figures

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.

Figure I.1: Dilatation thermique.	4
Figure I.2: Joint de dilatation.	7

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX UTILISES

Figure II.1: Vue aérienne Localisant l'hôtel.	12
Figure II.2: Vue en 3D de l'ouvrage.	13
Figure II.3: Diagramme Contraintes – Déformations du béton en compression à l'ELU.....	17
Figure II.4: Diagramme Contraintes -Déformations du béton en compression à l'ELS.....	18
Figure II.5: Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier à l'ELU.	19

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Figure III.1: Plancher en corps creux.	22
Figure III.2: Plancher en dalle pleine.	23
Figure III.3: Coupe du voile en élévation.	38
Figure III.4: Détail d'un acrotère classique en béton armé.....	40
Figure III.5: Une coupe transversale du balcon.	41
Figure III.6: Schéma d'escalier.	42
Figure III.7: Escalier à deux volées et a un palier intermédiaire.....	43
Figure III.8: Vue en plan d'escalier du 1 ^{er} à sous-sol et le RDC.....	43

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE

Figure IV.1: Vues en plan et en 3D de la variante initiale.	49
Figure IV.2: Formes propres de la variante initiale pour les 3 premiers modes.	49
Figure IV.3: Vues en plan et en 3D de la deuxième variante.....	51
Figure IV.4: Formes propres de deuxième variante pour les 3 premiers modes.....	51
Figure IV.5: Vues en plan et en 3D de la troisième variante.	53
Figure IV.6: Formes propres de troisième variante pour les 3 premiers modes.	53

Figure IV.7: Vues en plan et en 3D de la quatrième variante.	54
Figure IV.8: Fromes propres de la quatrième variante pour les 3 premiers modes.	55
Figure IV.9: Vues en plan et en 3D de la cinquième variante.....	56
Figure IV.10: Fromes propres de la cinquième variante pour les 3 premiers modes.....	56
Figure IV.11: Dimensions de la poutre en T.	59
Figure IV.12: Spectre de réponse.	73
Figure IV.13: Schéma explicatif de l'effet P- Δ	78

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1: Vue en plan du repérage des poutres.	85
Figure V.2: Schéma du ferrailage des poutres transversales 80 x 30.....	96
Figure V.3: Schéma du ferrailage des poutres longitudinales 70 x 30.....	97
Figure V.4: Schéma du ferrailage des poutres transversales de section en T.	97
Figure V.5: Vue en plan du repérage des poteaux.	98
Figure V.6: Schémas du ferrailage des poteaux.	103
Figure V.7: Vue en plan du repérage des voiles.....	104
Figure V.8: Zone critique à la base du voile.	108
Figure V.9: Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile VL3ML605.....	108
Figure V.10: Schéma du ferrailage du voile VL3ML605 dans la zone critique.	115
Figure V.11: Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile VTM34 400.	116
Figure V.12: Schéma du ferrailage du voile VTC34 400 sur la zone critique.	122

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMNETS SECONDAIRES

Figure VI.1: Schéma de poutrelle.....	129
Figure VI.2: Schéma du ferrailage des poutrelles des étages courants.	138
Figure VI.3: Schéma statique de l'acrotère.	139
Figure VI.4: Vue de la section de l'acrotère.	141
Figure VI.5: Charges sur l'escalier.....	144

Figure VI.6: Continuité des moments au niveau des appuis.	145
Figure VI.7: Schéma du ferrailage de l'escalier.	147
Figure VI.8: Schéma du ferrailage du balcon.	151

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VII.1: Vue en plan et en 3D de l'infrastructure.	157
Figure VII.2: Poussée des terres sur le voile périphérique.	158
Figure VII.3: Schéma du ferrailage du voile périphérique (sous-sol 2).	164
Figure VII.4: Radier général plein (radier plat).	165
Figure VII.5: Périmètre de contour cisailé.	169
Figure VII.6: Schéma du ferrailage du radier.	174
Figure VII.7: Schéma statique du débord.	174

CHAPITRE VIII : CALCUL A LA TEMPERATURE

Figure VIII.1: Efforts dus à la température ($T_{max}=35^{\circ}C$) dans les voiles.	179
Figure VIII.2: Efforts dus à la température ($T_{min}=- 15^{\circ}C$) dans les voiles.	179
Figure VIII.3: Efforts de dilatation sous ($T_{max}=35^{\circ}C$) dans les poteaux et les poutres.....	180
Figure VIII.4: Efforts de contraction sous ($T_{min}=- 15^{\circ}C$) dans les poteaux et les poutres. ..	180

CHAPITRE IX : EXTENSION DE LA STRUCTURE EN R+11

Figure IX.1: Une vue 3D après l'extension de la structure.	184
---	-----

Liste des tableaux

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX UTILISES

Tableau II.1: Résistances caractéristiques du béton.	16
Tableau II.2: Modules d'élasticité.	17
Tableau II.3: Contraintes limites de béton.	18
Tableau II.4: Résistances caractéristiques de l'acier FeE500.	19
Tableau II.5: Les contraintes limites de l'acier.	20

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau III.1: Descente de charges (terrasse inaccessible).	24
Tableau III.2: Descente de charges (2ème au 8ème étage).	25
Tableau III.3: Descente des charges du (RDC, 1er étage).	25
Tableau III.4: Descente des charges du plancher sous-sols.	26
Tableau III.5: Charges d'exploitation.	26
Tableau III.6: Valeurs des surfaces revenant aux poteaux.	29
Tableau III.7: Résultats des charges G et Q (poteau d'angle).	30
Tableau III.8: La dégression des charges Q (poteau d'angle).	31
Tableau III.9: Résultat des charges G et Q (poteau de rive).	33
Tableau III.10: La dégression des charges Q (poteau de rive).	33
Tableau III.11: Vérification de l'effort normal réduit (Poteau d'angle).	34
Tableau III.12: Vérification de l'effort normal réduit (Poteau de rive)	35
Tableau III.13: Les sections du poteau d'angle après rectification.	35
Tableau III.14: Les sections du poteau de rive après rectification.	36
Tableau III.15: Vérification des coffrages des poteaux d'angles.	36
Tableau III.16: Vérification des coffrages des poteaux de rives.	36
Tableau III.17: Vérification du flambement pour les poteaux d'angles.	37
Tableau III.18: Vérification du flambement pour les poteaux de rive.	37

Tableau III.19: Conditions de rigidité aux extrémités.....	39
Tableau III.20: Cloisons en maçonnerie.....	40
Tableau III.21: Descente des charges du balcon.	42
Tableau III.22: Descente des charges du balcon.	42
Tableau III.23: Récapitulatif des dimensions des escaliers.....	44
Tableau III.24: Descente de charge du palier d'escalier.	45
Tableau III.25: Descente de charge de la volée d'escalier.	45
Tableau III.26: Descente des charges de chaque volée pour chaque étage.	46

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE

Tableau IV.1: Résultats d'analyse dynamique de la variante proposée par le BET.	50
Tableau IV.2: Résultats d'analyse dynamique de la deuxième variante.	52
Tableau IV.3: Résultats d'analyse dynamique de la troisième variante.....	53
Tableau IV.4: Résultats d'analyse dynamique de la quatrième variante.	55
Tableau IV.5: Résultats d'analyse dynamique de la cinquième variante.	57
Tableau IV.6: Vérification de la condition de l'effort normal réduit des poteaux pour la cinquième variante.	58
Tableau IV.7: Vérification de la condition de l'effort normal réduit des voiles pour la cinquième variante.	58
Tableau IV.8: Vérification de la flèche des poutres.	59
Tableau IV.9: Excentricité théorique dans les directions (x-x) et (y-y).	60
Tableau IV.10: Excentricités de calcul dans les directions (x-x) et (y-y).	61
Tableau IV.11: Coefficient d'accélération de la zone.	64
Tableau IV.12: Les paramètres du site pour le spectre de calcul.	64
Tableau IV.13: Valeur du coefficient d'importance.....	64
Tableau IV.14: Distribution de l'effort tranchant à la base.....	65
Tableau IV.15: Raideurs de translation du niveau RDC dans le sens X-X.....	66
Tableau IV.16: Raideurs de translation du niveau RDC dans le sens Y-Y.....	66
Tableau IV.17: Vérification du système à effet noyau.....	67

Tableau IV.18: Vérification du critère a2 de la régularité en plan.....	68
Tableau IV.19: Vérification du critère b3 de la régularité en élévation pour la direction X-X.	69
Tableau IV.20: Vérification du critère b3 de la régularité en élévation pour la direction Y-Y.	69
Tableau IV.21: Facteur de qualité.	70
Tableau IV.22: Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.....	71
Tableau IV.23: Paramètres du spectre.....	72
Tableau IV.24: Vérification de la résultante des forces sismiques.	73
Tableau IV.25: Vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les poteaux.	74
Tableau IV.26: Vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les poteaux.	74
Tableau IV.27: Justification de non-effondrement suivant X-X.....	76
Tableau IV.28: Justification de non-effondrement suivant Y-Y.....	76
Tableau IV.29: Justification de limitation des dommages suivant X-X.....	77
Tableau IV.30: Justification de limitation des dommages suivant Y-Y.....	77
Tableau IV.31: Vérification de l'effet P- Δ suivant X-X.....	79
Tableau IV.32: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y.....	79
Tableau IV.33: Calcul du moment renversant suivant l'axe X-X.....	80
Tableau IV.34: Calcul du moment renversant suivant l'axe Y-Y.....	81
Tableau IV.35: Vérification de la stabilité au renversement.....	81

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1: Données de calcul.....	85
Tableau V.2: Longueurs critiques des poutres.	86
Tableau V.3: Sections minimales et maximales des poutres.....	87
Tableau V.4: Sollicitations extrêmes sur les poutres les plus défavorables.	88
Tableau V.5: Armatures longitudinales des poutres plus défavorables.	89
Tableau V.6: Armatures transversales des poutres les plus défavorables.....	91
Tableau V.7: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.	92

Tableau V.8: Vérification de la bielle comprimée.	93
Tableau V.9: Vérification des armatures inférieures d'appuis.	93
Tableau V.10: Vérification de la contrainte d'adhérence.	94
Tableau V.11: Vérification du plan d'attache table-âme.	94
Tableau V.12: Vérification de la contrainte de compression poutre.	95
Tableau V.13: Vérification de la flèche des poutres.	96
Tableau V.14: Efforts dans les poteaux.	100
Tableau V.15: Ferrailage des poteaux.	101
Tableau V.16: Espacements maximaux des armatures transversales.	101
Tableau V.17: Armatures transversales des poteaux.	102
Tableau V.18: Vérification spécifique sous sollicitations normales.	102
Tableau V.19: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	103
Tableau V.20: Vérification spécifique sous sollicitations normales.	105
Tableau V.21: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	105
Tableau V.22: Efforts sollicitant par les voiles les plus défavorables.	106
Tableau V.23: Sollicitations de calcul pour le voile VL3ML605.	109
Tableau V.24: Ferrailage des éléments de rive du voile VL3ML605.	110
Tableau V.25: Armatures transversales dans les éléments de rive.	111
Tableau V.26: Aciers verticaux de l'âme du voile VL3ML605.	111
Tableau V.27: Aciers horizontaux de l'âme du voile VL3ML605.	112
Tableau V.28: Coefficient d'efficacité α pour le voile VL3ML605.	113
Tableau V.29: Ductilité de courbure $\mu\theta$ du voile VL3ML605.	114
Tableau V.30: Ferrailage de la zone supérieure du voile VL3ML605.	115
Tableau V.31: Longueurs de recouvrement pour le voile VL3ML605.	116
Tableau V.32: Sollicitations de calcul pour le voile VTM34 400.	117
Tableau V.33: Ferrailage des éléments de rive du voile VTM34 400.	118
Tableau V.34: Armatures transversales des éléments de rive.	118

Tableau V.35: Aciers verticaux de l'âme du voile VTM34 400.	119
Tableau V.36: Aciers horizontaux de l'âme du voile VTM34 400.	119
Tableau V.37: Coefficient d'efficacité α pour le voile VTC34 400.	120
Tableau V.38: Ductilité de courbure $\mu\phi$ pour le voile VTC34 400.	120
Tableau V.39: Ferrailage de la zone supérieure pour le voile VTC34 400.	121

CHAPITRE VI :CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau VI.1: Combinaisons de charges ELU/ELS de la dalle.	124
Tableau VI.2: Sollicitations des moments et efforts tranchants.	125
Tableau VI.3: Paramètres de calcul de la flèche de la dalle pleine.	128
Tableau VI.4: Vérification de la flèche de la dalle pleine.	128
Tableau VI.5: Combinaisons de charges de la poutrelle.	130
Tableau VI.6: Sollicitations des moments et efforts tranchants.	130
Tableau VI.7: Charges sur poutrelles après coulage.	131
Tableau VI.8: Sollicitations des moments des poutrelles aux appuis.	133
Tableau VI.9: Sollicitations des moments des poutrelles en travée.	133
Tableau VI.10: Vérification de la condition de non fragilité pour la poutrelle.	135
Tableau VI.11: Vérification de l'espacement des armatures.	136
Tableau VI.12: Vérification de la contrainte de compression de la poutrelle.	137
Tableau VI.13: Paramètres de calcul de la flèche de la poutrelle.	138
Tableau VI.14: Vérification de la flèche de la poutrelle.	138
Tableau VI.15: Force horizontale agissant sur L'acrotère	140
Tableau VI.16: Les efforts internes de l'acrotère.	140
Tableau VI.17: Calcul des sollicitations de l'acrotère sous combinaisons.	141
Tableau VI.18: Calcul des sollicitations de l'escalier.	145
Tableau VI.19: Vérification de non fragilité de l'escalier.	146
Tableau VI.20: Vérification de l'espacement des armatures d'escalier.	146
Tableau VI.21: Vérification de la contrainte du béton.	147

Tableau VI.22: Sollicitation sur le balcon.....	148
Tableau VI.23: Sollicitations sur le balcon sous combinaisons.	149
Tableau VI.24: Descente de charge de l'ascenseur.	151
Tableau VI.25: Sollicitations de la dalle machine à l'ELU.....	152
Tableau VI.26: Sollicitations de la dalle machine à l'ELS.	153
Tableau VI.27: Ferrailage de la dalle machine.	153
Tableau VI.28: Vérification des contraintes de la dalle machine à l'ELS.	155

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VII.1: Coefficients μ_x et μ_y donnés par les abaques de Pigeaud.	160
Tableau VII.2: Evaluation des moments du sous-sol 1.	160
Tableau VII.3: Evaluation des moments du sous-sol 2 et 3.	160
Tableau VII.4: Ferrailage du voile périphérique.	161
Tableau VII.5: Vérifications de l'effort tranchant pour le voile peripherique.	163
Tableau VII.6: Vérification des contraintes à l'ELS.	163
Tableau VII.7: Effort tranchant à la base du RDC pour les voiles les plus sollicités.	166
Tableau VII.8: Charge et surcharge des sous-sols.	166
Tableau VII.9: Vérification du non poinçonnement des voiles les plus sollicités.	169
Tableau VII.10: Evaluation des charges sous radier à l'ELA.	171
Tableau VII.11: Evaluation des charges sous radier à l'ELU et l'ELS.....	171
Tableau VII.12: Moments à l'état limite ultime.....	172
Tableau VII.13: Moments à l'état limite de service.	172
Tableau VII.14: Ferrailage du radier.....	173
Tableau VII.15: Vérification des contraintes du radier à l'ELS.....	174
Tableau VII.16: Moments sollicités par le débord.	175

CHAPITRE VIII : CALCUL A LA TEMPERATURE

Tableau VIII.1: Comparaison du ferrailage d'un voile périphérique.....	181
Tableau VIII.2: Comparaison du ferrailage des poutres périphériques.	181

Tableau VIII.3: Comparaison du ferrailage des poteaux périphériques.....	181
--	-----

CHAPITRE IX : EXTENSION DE LA STRUCTURE EN R+11

Tableau IX.1: Résultats d'analyse dynamique de la structure en R+11.....	185
Tableau IX.2: Valeurs de la période (T0).....	186
Tableau IX.3: Vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les poteaux.	186
Tableau IX.4: Vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les voiles.....	187
Tableau IX.5: Justification de non-effondrement suivant X-X.	188
Tableau IX.6: Justification de non-effondrement suivant Y-Y.	188
Tableau IX.7: Justification de la limitation des dommages suivant X-X.....	189
Tableau IX.8: Justification de la limitation des dommages suivant Y-Y.....	190
Tableau IX.9: Vérification de l'effet P- Δ suivant X-X.....	191
Tableau IX.10: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y.....	191
Tableau IX.11: Calcul du moment renversant suivant l'axe X-X.....	192
Tableau IX.12: Calcul du moment renversant suivant l'axe Y-Y.....	193
Tableau IX.13: Vérification de la stabilité au renversement.....	193

Liste des symboles

A : coefficient d'accélération de zone.
 A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements.
 $A_{s'}$: section d'armature comprimée.
 Br : section réduite du béton.
 C_p : facteur de force horizontale.
 D : coefficient d'amplification dynamique.
 E : module de déformation longitudinale.
 E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée.
 E_{iv} : module de déformation longitudinale différée.
 G : action permanente.
 H : hauteur.
 HA : armature à haute adhérence.
 I : moment d'inertie.
 L : longueur.
 M : moment fléchissant.
 M_{app} : moment fléchissant en appui.
 M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service.
 M_t : moment fléchissant de travée.
 M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
 M_x : moment fléchissant du sens x-x.
 M_y : moment fléchissant du sens y-y.
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.
 N : effort normal.
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service.
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance.
 P : poids propre.
 P_r : poids propre du radier.
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.
 S : surface.
 S_r : surface du radier.
 T : effort tranchant.
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x.
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y.
 u_c : périmètre du contour.
 V : action sismique ; effort horizontal.
 V_t : effort sismique à la base de la structure.
 W : poids total de la structure.
 W_p : Poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension.
 b : largeur de l'élément en considération.

b_0 : largeur de la nervure.
 b_1 : largeur du poteau.
 c : enrobage.
 d : hauteur utile.
 e : Excentricité ; espacement.
 f : flèche.
 f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à la compression.
 f_e : limite élastique d'acier.
 f_{t28} : contrainte caractéristique du béton à la traction.
 g : giron de la marche.
 h : hauteur.
 i : rayon de giration.
 j : nombre des jours.
 l : longueur ; distance.
 l_f : longueur de flambement.
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle.
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle.
 l_0 : longueur libre.
 q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service.
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.
 st : espacement.
 η : coefficient de fissuration relatif.
 λ : élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions.
 μ : Moment réduit.
 ν : Coefficient de poisson.
 σ : Contrainte de béton ou d'acier.
 τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement.
 ψ : Coefficient de pondération.
 Σ : sommation.
 ϕ : diamètre d'armature transversal



INTRODUCTION

GENERALE



Avec la croissance démographique et le développement urbain accéléré, le secteur du bâtiment connaît une évolution importante afin de répondre aux besoins croissants en infrastructures modernes. Cette évolution des besoins en infrastructures impose aux ingénieurs civils de concevoir des ouvrages capables de répondre à des exigences de plus en plus complexes, sûres et fonctionnelles, qui nécessitent une conception structurale rigoureuse capable d'assurer non seulement la sécurité et la stabilité des constructions, mais également leur optimisation technique et économique.

Parmi ces infrastructures, le secteur hôtelier occupe une place stratégique dans le développement urbain et touristique. Les hôtels ne sont pas seulement des lieux d'hébergement, mais également des espaces de vie et de services qui contribuent à l'attractivité des villes et des régions. Ces ouvrages se caractérisent généralement par des exigences architecturales particulières, de grandes surfaces d'exploitation ainsi que des espaces à larges travées. De plus, ils sont soumis à des charges importantes liées à leur exploitation, à la forte occupation des espaces et à la diversité des équipements utilisés, ce qui impose une étude approfondie lors de leur conception et de leur dimensionnement, ainsi d'un équilibre entre les aspects architecturaux, structuraux, fonctionnels et économiques, afin d'obtenir une structure à la fois performante, durable et résistante à toutes les actions et les influences susceptibles.

Pour faire face à ces défis, les ingénieurs algériens s'appuient sur des normes de conception et de construction parasismiques, à savoir le règlement parasismique algérien (RPA2024) et autres.

Notre projet de fin d'étude est constitué de neuf chapitres, commençant par une synthèse bibliographique portant sur l'effet de la température dans les structures en béton armé, notamment en raison des grandes dimensions du projet, rendant la structure sensible aux effets thermiques. Un chapitre décrit l'ouvrage choisi pour l'étude, en précisant ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ainsi que le contexte géotechnique et sismique et les matériaux utilisés. Par ailleurs, un prédimensionnement des différents éléments structuraux a été effectué. À la suite de cela, une conception de la structure a été réalisée et modélisée à l'aide du logiciel ETABS, afin de choisir la variante la plus adaptée aux exigences fonctionnelles, architecturales et réglementaires, En vue de réaliser une analyse dynamique permettant d'évaluer son comportement sous l'action sismique. Un calcul détaillé du ferrailage a été fait pour les éléments structuraux et les éléments secondaires. Par la suite, une étude de l'infrastructure de l'ouvrage a été effectuée, incluant le dimensionnement des fondations ainsi que la vérification de leur stabilité vis-à-vis des différentes sollicitations. A la fin de notre travail, nous avons pris en compte les effets climatiques en considérant l'effet de la température sur la structure afin d'évaluer leur influence et vérifier la nécessité de la mise en place de joints de dilatation. Enfin, une vérification de la possibilité d'une extension de l'ouvrage existant est effectuée, en analysant sa capacité à supporter une surélévation.

INTRODUCTION GENERALE

Pour terminer, une conclusion générale synthèse les principaux résultats obtenus, suivie par des annexes regroupant des éléments complémentaires du projet.



CHAPITRE I

RECHERCHE

BIBLIOGRAPHIQUE



I.1 INTRODUCTION :

Le comportement d'un ouvrage peut être influencé par plusieurs actions physiques dont l'effet n'est pas toujours simple à quantifier avec précision. Parmi ces actions, on compte le séisme, les variations climatiques, l'humidité, les tassements non uniformes des fondations, ainsi que les phénomènes différés du béton tels que le retrait et le fluage, et les vibrations.

Les variations de température sont prises en compte dans le dimensionnement des structures, car elles provoquent des déformations dans les éléments structuraux en raison de la dilatation thermique. Selon le DTR BC 2-41 « Règles de conception et calcul des structures en béton armé, CBA 93 », ces effets doivent être considérés lorsque la structure présente des dimensions importantes.

I.2 COMPORTEMENT THERMIQUE DES MATERIAUX :

Un changement de température peut amener un corps à modifier ses dimensions. Généralement, si la température augmente, le corps se dilate, alors que si la température diminue, il se contracte.

I.2.1 Dilatation et contraction thermique :

Le comportement thermique des matériaux est régi par le phénomène de dilatation thermique :

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Où :

ΔL : Variation de longueur.

α : une propriété du matériau, appelée coefficient linéaire de dilatation thermique.

L : Longueur initiale.

ΔT : Variation de température.

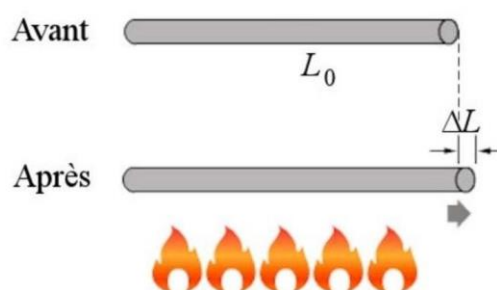


Figure I.1: Dilatation thermique. [1]

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans le cas d'un élément libre, ces déformations ne génèrent pas de contraintes, mais dans le cas des structures réelles où les éléments sont liés et bloqués entre eux, ces déformations induisent des efforts internes importants.

I.2.2 Contraintes thermiques dans les bâtiments :

Ces déplacements thermiques seront limités par les supports, produisant ainsi des contraintes thermiques qui doivent être prises en compte. L'élément n'est pas libre de s'étendre de la quantité ΔL et sera donc soumise à une contrainte :

$$\sigma_T = E \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

Où :

σ_T : contrainte thermique (Pa ou MPa)

E : module de Young du matériau.

α : coefficient de dilatation thermique.

ΔT : variation de la température. [1]

I.3 L'EFFET DE LA TEMPERATURE DANS LES BATIMENTS :

I.3.1 Coefficient de dilatation du béton :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 7 à $12 \cdot 10^{-6}$, il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ces coefficients sont voisins de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette situation a permis le développement du béton armé.

Pour les ouvrages hyperstatiques soumis à des variations de températures importantes, il est intéressant de mettre en place un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux. [2]

I.3.2 L'effet de la température sur le béton et l'acier :

La température tend à provoquer des déformations axiales ou des efforts normaux de traction ou de compression.

Les contraintes qui résultent de ce type d'actions dépendent directement de la rigidité des structures, ce qui signifie que moins la structure est rigide, plus les contraintes seront faibles. [3]

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Voici quelques-uns des principaux impacts de la température sur les bâtiments :

I.3.2.1 Dilatation et contraction :

Les matériaux de construction, tels que le béton et l'acier, subissent des variations dimensionnelles en fonction des changements de température. Lorsqu'un bâtiment est exposé à des variations thermiques, il se dilate ou se contracte. L'absence de joints de dilatation pour absorber ces mouvements peut entraîner des fissures et des déformations permanentes.

I.3.2.2 Déformations structurelles :

Les variations de température peuvent provoquer des déformations structurelles, en particulier dans les éléments tels que les poutres, les poteaux et les dalles. Ces déformations doivent être prises en compte pour éviter des problèmes tels que des fissures ou des défaillances structurelles.

I.3.3 Influence physique de la température sur les poutres et les colonnes :

Les poutres sont soumises non seulement à des variations notables de température annuelle mais aussi quotidienne, et même par heures. Il est important de connaître les changements de température, car de cela dépend des changements de longueur dans les joints.

En raison du rayonnement solaire, d'importants changements de température se produisent.

Une pluie après une forte insolation représente un changement aussi brusque de température qui est une véritable épreuve pour sa résistance à la rupture.

En raison du fort refroidissement causé par le vent dans un calcul rigoureux des charges ils devraient considérer des températures plus basses pour les poutres que pour les colonnes, en raison de la plus grande exposition.

Les températures à l'intérieur et à l'extérieur des poutres dépendent de :

- Situation géographique et altitude.
- Température de l'air extérieur et rayonnement solaire.
- Caractéristiques des vents.
- Nature de l'environnement intérieur vers la poutre.
- Structure de la surface de la poutre, capacité de réflexion et d'absorption de la chaleur.
- Inertie thermique de la poutre. [4]

I.4 LES JOINTS :

I.4.1 Joint de dilatation :

Le joint de dilatation est une séparation complète de la structure destinée à permettre les déplacements relatifs dus principalement aux variations de température, au retrait et au fluage du béton. On interrompt le béton et les armatures afin d'éviter l'apparition de contraintes internes

excessives. Ce type de joint est généralement utilisé dans les ouvrages de grande longueur tels que les bâtiments industriels, les ponts et les parkings.



Figure I.2: Joint de dilatation. [5]

I.4.2 Joint de retrait :

Le joint de retrait est réalisé afin de contrôler et localiser la fissuration provoquée par le retrait du béton lors de sa phase de durcissement. Contrairement au joint de dilatation, il ne sépare pas totalement la structure, mais crée une zone de faiblesse volontaire où la fissure peut se former de manière maîtrisée. Il est très courant dans les dalles industrielles, les trottoirs et les chaussées en béton.

I.4.3 Joint sismique :

Le joint sismique est prévu pour séparer deux bâtiments ou deux parties de structure adjacentes afin d'éviter leur choc mutuel lors d'un séisme. Il permet à chaque structure de vibrer librement selon sa propre période sans transmettre d'efforts à l'autre. Ce joint est indispensable dans les zones à activité sismique et contribue directement à la sécurité des personnes et des ouvrages. [6]

I.5 CONSEQUENCES D'UNE MAUVAISE CONCEPTION OU ABSENCE DE JOINTS :

Lorsqu'un bâtiment dépasse les longueurs critiques sans joint, il est soumis à des « autocontraintes ». La structure tente de s'allonger, mais les fondations et les éléments verticaux (poteaux, voiles) s'y opposent par leur rigidité. Ce phénomène de bridage transforme le bâtiment en un système en lutte contre lui-même.

Exemple réel : dans les grands centres commerciaux ou les hangars industriels à toiture métallique, l'absence de joint peut provoquer le tordage des rails de guidage des portes ou l'éclatement des carrelages au sol, car la dalle pousse sur les parois périphériques. [6]

I.5.1 Fissuration :

La fissuration est la pathologie la plus fréquente liée à l'absence ou à la mauvaise conception des joints de dilatation. Pour comprendre ce phénomène, il faut analyser le comportement intrinsèque du béton armé, c'est un matériau d'une grande rigidité, qui possède une excellente résistance à la compression, mais une très faible résistance à la traction.

Le mécanisme physique : la traction par empêchement lorsque la température augmente. Chaque élément du bâtiment cherche à augmenter son volume. Si le bâtiment est trop long et ne possède pas de coupure (joint), ce mouvement d'expansion est « empêché » par la rigidité des points d'appui verticaux comme les poteaux d'extrémité ou les murs de contreventement ancré dans le sol. Cet empêchement génère des forces internes massives appelées « autocontraintes », dès que l'effort de traction induit par la chaleur dépasse la capacité de résistance du béton, celui-ci se rompt brutalement. Le bâtiment finit par « choisir » de libérer cette énergie accumulée en créant des fissures dans la matière : c'est ce que les experts appellent « des joints naturels sauvages ». [6]

I.5.2 Corrosion des armatures :

Une fissure n'est jamais seulement esthétique ; c'est une porte d'entrée pour les agents destructeurs. L'oxygène. L'humidité et surtout les chlorures (sel) en zone côtière s'infiltrant jusqu'aux armatures en acier. La rouille se forme, et comme son volume est supérieur à celui de l'acier sain, elle exerce une pression interne qui fait éclater le béton d'enrobage (épaufrure).

Cas réel : dans les villes côtières, des balcons ou des poteaux de façade non protégés par des joints de dilatation corrects finissent par laisser apparaître leurs aciers totalement rongés par la corrosion après seulement 10 ou 15 ans. [6]

I.5.3 Dégradation prématurée :

L'absence de joints conduit à une fatigue accélérée des matériaux. Les cycles répétés jour/nuit et été/hiver fragilisent les liaisons poteaux-poutres.

L'étanchéité de la terrasse est souvent la première victime : les mouvements thermiques déchirent les membranes d'étanchéité au droit des jonctions, provoquant des infiltrations massives.

Exemple : Un bâtiment conçu pour durer 50 ans peut présenter des signes de vétusté structurelle après seulement 20 ans si les dilatations n'ont pas été gérées dès la phase de gros œuvre. [6]

I.5.4 Coûts de réparation :

Économiquement, ignorer les joints est une erreur majeure. Le coût de mise en œuvre d'un joint de dilatation (doublement de poteaux et profilés de finition) est dérisoire comparé aux réparations futures. Réparer des fissures structurelles nécessite des techniques extrêmement coûteuses.

Une reprise en sous-œuvre ou un traitement généralisé contre la corrosion peut coûter jusqu'à 15 % de la valeur totale du bâtiment.

I.6 MESURES DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS THERMIQUE :

I.6.1 Joints de dilatation :

Les joints de dilatation divisent le bâtiment en plusieurs blocs indépendants, ce qui empêche l'accumulation des contraintes internes.

I.6.2 Choix des matériaux :

Certains matériaux ont un coefficient de dilatation plus faible, ce qui limite les déformations. Par exemple, un béton bien formulé (avec un bon dosage et des granulats adaptés) présente une meilleure stabilité thermique.

I.6.3 Isolation thermique :

L'isolation thermique permet de réduire les écarts de température entre l'intérieur et l'extérieur des éléments structuraux. En limitant ces variations, elle diminue les cycles de dilatation et de contraction. Cela est important surtout pour les toitures, les façades et les dalles exposées, où les gradients thermiques peuvent être très élevés.

I.6.4 Ferrailage adapté :

Lorsque la température varie, le béton subit des déformations qui peuvent être bloquées par les conditions d'appui ou la continuité des éléments, ce qui peut engendrer des efforts de traction. Or, le béton a une faible résistance à la traction et tend à fissurer rapidement. Les armatures, quant à elles, reprennent ces efforts, ce qui permet de limiter l'ouverture des fissures et d'en contrôler la répartition.

I.7 EFFET THERMIQUE DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME SELON LES REGLEMENTS :

I.7.1 Actions de la température climatique :

Selon L'article A.3.1.3.3 du règlement Algérien CBA93 : A défaut de justifications plus précises on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre + 10° et + 25°) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} .

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

Dans le cas où il serait nécessaire de tenir compte des effets d'un gradient thermique les valeurs représentatives de cette action sont introduites conformément aux textes en vigueur ou à défaut aux stipulations du marché.

I.7.2 Dimensions des blocs entre joints :

Selon l'article B.5.1 du CBA93 : Dans les calculs relatifs aux "constructions courantes" et aux "constructions industrielles", on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 30 m dans les Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEM qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.

I.8 QUELQUES PROJET REALISES SANS JOINT DE DILATATION :

- Nouvel hôpital à Ain Témouchent avec une longueur de 90m, sans joint de dilatation.
- Certains ouvrages en Allemagne, comme un hôpital de 430m de longueur sans joint de dilatation.
- Projet implanté à Rouïba, usine photovoltaïque DESERTEC, de dimensions (169×121 m²).
- La tour de Burj khalifa à Dubaï.



CHAPITRE II

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX UTILISES



II.1 INTRODUCTION :

Les hôtels constituent aujourd'hui des infrastructures essentielles, jouant un rôle central dans le développement touristique et économique des villes. Ils offrent des espaces adaptés à l'hébergement, au confort et aux services variés destinés aux visiteurs. En conséquence, la conception et la réalisation de ces bâtiments nécessitent une attention particulière afin d'assurer la sécurité, la fonctionnalité et la durabilité de l'ouvrage.

Les bâtiments hôteliers se distinguent souvent par leur organisation fonctionnelle spécifique et par la présence de plusieurs niveaux et zones d'activités. Cette complexité architecturale impose des charges importantes et variées à cause de la densité des occupants, équipements, et installations techniques. Alors, il est indispensable de garantir la stabilité de l'ouvrage et sa résistance aux différentes sollicitations tout au long de sa durée de vie (charges permanentes et d'exploitation, actions climatiques ou sollicitations sismiques).

Dans ce contexte, le présent chapitre est consacré à la présentation générale de l'ouvrage étudié, mettant en évidence ses principales caractéristiques architecturales et structurales, sa classification, les hypothèses pour les analyses et le dimensionnement qui seront développés dans les chapitres suivants.

II.2 SITUATION GÉOGRAPHIQUE :

Cet hôtel est situé dans la commune de Bab Ezzouar, wilaya d'ALGER. La figure II.1 montre la localisation du projet par vue aérienne.



Figure II.1: Vue aérienne Localisant l'hôtel.

II.3 DESCRIPTION DU PROJET :

II.3.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage est composé de deux structures juxtaposées à usage multiple, reliées par un joint :

- Structure A : (R+8+3 Sous-Sol), qui concerne notre étude.
- Structure B : (R+1+3 Sous-Sol).



Figure II.2: Vue en 3D de l'ouvrage.

Le présent projet consiste en la conception, et le dimensionnement et le calcul des éléments résistants de la structure A à usage multiple.

Il s'agit d'une construction à ossature en béton armé composée de :

- Trois sous-sols à usage de parking.
- Un rez-de-chaussée à usage multiple (salles de conférence, bureaux, salle de sport, hall).
- Premier étage à usage multiple (restaurant, bureaux, salle de conférences).
- Du deuxième au huitième étage à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

II.3.2 Caractéristiques géométriques :

II.3.2.1 Dimensions en plan :

Le bâtiment présente des dimensions en plan égale à :

- Longueur :56m.
- Largeur :27.6 m.

II.3.2.2 Dimensions en élévation (hauteurs d'étages) :

- 1^{er} sous-sol : 3,60 m.
- 2^{ème} et 3^{ème} sous-sol : 3.06 m.
- RDC : 4.42 m.
- 1^{er} étage : 3.74 m.
- Du 2^{ème} au 8^{ème} étage : 3.30 m.
- Hauteur totale : 31.26 m.

II.3.2.3 Caractéristiques du site (rapport géotechnique) :

- **Contrainte admissible du sol recommandée :**

La contrainte admissible du sol Q_{adm} pour une fondation superficielle selon la méthode pressiométrique est :

$$Q_{adm} = (q_0 + K_P \times P_{le}^*)/3$$

P_{le}^* : pression limite nette équivalente.

q_0 : pression verticale au repos.

K_P : facteur de portance.

$$Q_{adm} = 3.00 \text{ bars.}$$

- **Type et ancrage des fondations :**

D'après les sondages et les essais pressiométriques effectués in situ, des résultats obtenus au laboratoire, préconisent une fondation de type rigide (radier général), ancrées à 1.20 m de profondeur par rapport à la côte du niveau bas des sous-sols.

II.3.3 Les plans architecturaux :

Les plans d'architecture sont présentés en annexe.

II.4 NORMES ET REGLES UTILISEES :

Les documents techniques réglementaires utilisées sont :

- **BAEL91** : Règles Techniques De Conception et De Calcul Des ouvrages et constructions en béton armé, Suivant La Méthode Des Etats Limites.
- **DTR BC 2-41** : Règles de conception et calcul des structures en béton armé « CBA 93 ».
- **DTR BC 2-48** : Règles Parasismique Algériennes **RPA 2024**.
- **DTR BC 2-2** : « Charge Permanente et d'exploitation ».

II.5 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

II.5.1 Classification du site :

D'après le RPA2024 et selon les résultats des essais pressiométriques, le site est **un site meuble de classe S3**.

II.5.2 Classification de l'ouvrage selon la zone sismique :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité. Selon article **3.1** du **RPA2024** (Annexe A) : le projet est situé dans la wilaya d'**Alger** qu'est classée en **zone VI « sismicité élevée »**.

II.5.3 Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance. Selon l'article **3.4** du **RPA 2024** l'ouvrage est classé selon son importance dans le groupe d'usage **1B** : Bâtiment de grande importance.

II.5.4 Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique d'un coefficient de comportement global R.

La structure est en béton armé avec un système de contreventement **constitué par des voiles**. Ce choix a été fait en conformité avec l'article **3.5** du **RPA2024**.

II.6 CARACTÉRISTIQUES DES MATERIAUX :

Les matériaux utilisés dans une construction peuvent varier en fonction du type de bâtiment, des exigences locales et des normes de sécurité en vigueur. Le choix du matériau influence directement sur **la résistance, la sécurité, la durabilité et le coût** global du bâtiment.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un bâtiment en béton armé. Le béton et l'acier utilisés pour la réalisation de cet ouvrage seront choisis conformément au **CBA93**, le **RPA 2024**, et complété par le **BAEL91**.

II.6.1 Béton :

Le béton est un matériau composite obtenu en mélangeant du ciment, de l'eau, des granulats (sable et gravier) et éventuellement des adjuvants. Ce mélange, une fois durci, forme une masse solide et résistante, largement utilisée dans le bâtiment et les travaux publics pour réaliser des structures comme des fondations, des dalles, des poutres ou des murs. Ce matériau est extrêmement durable et capable de supporter des contraintes de compressions très élevées, mais présente une mauvaise résistance à la traction qui est de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression.

II.6.1.1 Résistances caractéristiques du béton :

Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa bonne résistance à la compression (à 28 jours d'âge notée « $f_{c_{28}}$ »). Cette résistance est mesurée par la compression axiale.

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa.}$$

Tableau II.1: Résistances caractéristiques du béton.

Résistance du béton	Résistance à la compression $f_{c_{28}}$ (MPa)	Résistance à la traction $f_{t_{28}}$ (MPa)
Eléments Horizontaux/ verticaux	50	3.6

- **Remarque :**

La valeur de la résistance à la compression $f_{c_{28}}$ retenue, a été fixée après plusieurs simulations effectués en faisant varier l'épaisseur des voiles de 30 à 45 cm et $f_{c_{28}}$ de 25 à 50 MPa.

Le paramètre exigeant ce choix est la vérification des articles 7.4.3 du **RPA2024** (pour les poteaux) et 7.7.2 du **RPA2024** (pour les voiles), qui concerne la vérification de l'effort normal réduit.

II.6.1.2 Modules d'élasticité :

Ces modules sont définis sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation longitudinale instantané :** Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures, ce module se calcule par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa).}$$

- **Module de déformation longitudinale différé :** Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du **retrait** (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du **fluage** (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) sont très influant. Il est défini par la formule ci-après :

$$E_{v_{28}} = 3700 \times f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa).}$$

Tableau II.2: Modules d'élasticité.

$E_{i\ 28}$ (MPa)	$E_{v\ 28}$ (MPa)
40524.346	13630.917

II.6.1.3 Coefficient du Poisson :

- $\nu = 0.2$ Pour un béton considéré non fissuré à L'ELS pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ Pour un béton fissuré à L'ELU pour le calcul des sollicitations.

II.6.1.4 Contraintes Limites :

• Etat limite ultime :

La résistance d'une structure vis-à-vis des sollicitations extérieures doit être évaluée à partir du diagramme contrainte-déformation (σ , ϵ) du béton. La résistance ultime du béton s'exprime par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ayant pour valeurs (l'article 7.3.2 du RPA 2024)

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Cas des actions courantes transitoires.} \\ \gamma_b = 1,2 & \text{Cas des actions accidentelles.} \end{cases}$$

θ : coefficient dépend de la durée d'application du chargement

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{durée d'application de combinaison d'actions} > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.9 & \text{durée d'application de combinaison d'actions} \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.85 & \text{durée d'application de combinaison d'actions} < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Le coefficient de réduction 0,85 tient compte de la **dégradation de l'adhérence acier-béton** sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

La figure (II.3) montre la courbe " Contrainte – déformation du béton en compression à l'état limite ultime « ELU » :

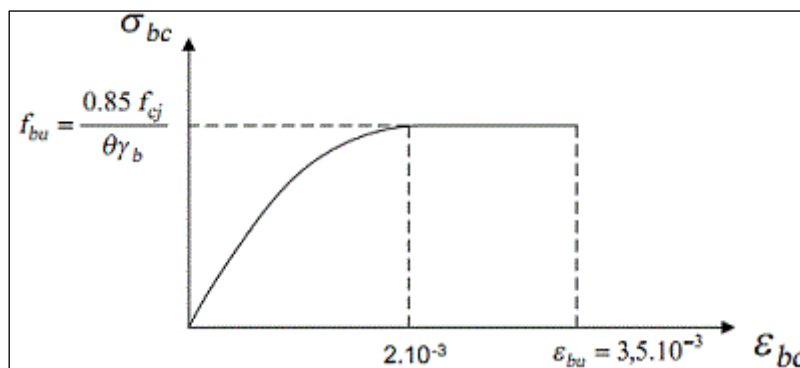


Figure II.3: Diagramme Contraintes – Déformations du béton en compression à l'ELU.

- **Etat limite de service « E.LS »**

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort.
- Et/ou la durabilité.

La contrainte limite de service est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Tableau II.3: Contraintes limites de béton.

Contraintes (MPa)		
ELU		ELS
$\gamma b = 1,5$	$\gamma b = 1,2$	30
28.33	39.35	

La figure (II.4) montre la courbe “ Contrainte – déformation du béton en compression à l’ELS” :

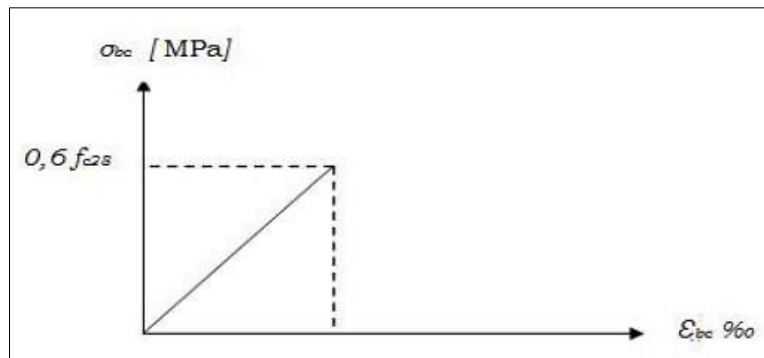


Figure II.4: Diagramme Contraintes -Déformations du béton en compression à l’ELS.

II.6.2 Acier :

Afin de remédier au problème de la **faible résistance** du béton à la **traction** on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Dans notre projet l’acier choisit est un acier de haute adhérence de nuance FeE 500.

II.6.2.1 Caractéristiques mécaniques :

- **Etat Limite Ultime « E.L.U » :**

La figure (II.5) illustre le diagramme “ contraintes – déformations de l’acier à l’ELU”.

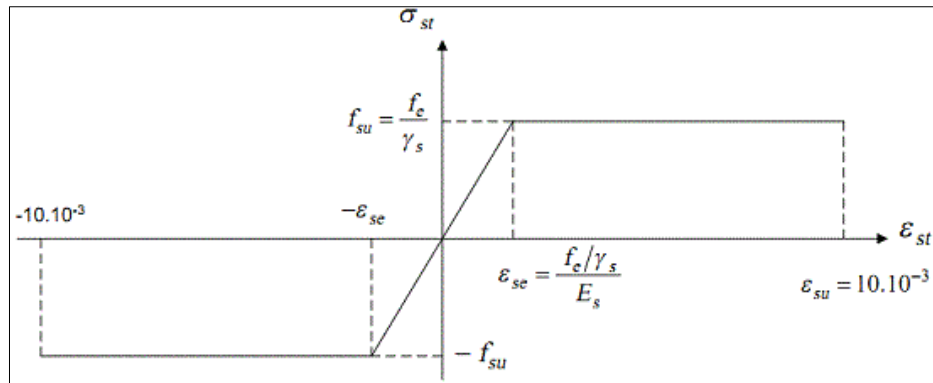


Figure II.5: Diagramme Contraintes – Déformations de l’Acier à l’ELU.

σ_s : Contrainte de l’acier.

ϵ_s : Allongement relatif de l’acier tel que : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier qu’il a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{cas d'actions courantes} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{cas d'actions accidentelles.} \end{cases}$$

Tableau II.4: Résistances caractéristiques de l'acier FeE500.

Type	Nuance	Contrainte limite f_e (Mpa)	Contrainte de rupture σ_{bc} (MPa)	Déformation de rupture ϵ_{sr} (%)
Haute adhérence (HA)	Fe E 500	500	550	12

- **Etat limite de service « E.L.S » :**

On s’intéresse à la limitation de la fissuration qui conduit à la limitation des contraintes appliquées.

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Fissuration peu nuisible : dans ce cas aucune vérification n’est demandée (en dehors de la

vérification à l'ELU).

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \max(0,5f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration tels que :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour des aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 & \text{pour des aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

Tableau II.5: Les contraintes limites de l'acier.

Etat limite	Cas	Contrainte limite (MPa)
ELU	Durable $\gamma_s = 1.15$	434.78
	Accidentelle $\gamma_s = 1$	500
ELS	Fissuration préjudiciable	264
	Fissuration très préjudiciable	211.2



CHAPITRE III

PREDIMENSIONNMENT ET DESCENTE DE CHARGES



III.1 INTRODUCTION :

Le prédimensionnement représente une étape préliminaire essentielle dans l'étude structurale d'un ouvrage en béton armé. Il consiste à déterminer des dimensions initiales des éléments porteurs (dalles, poutres, poteaux, voiles) avant le calcul détaillé, afin d'assurer la cohérence, la rigidité et la stabilité globale de la structure.

Dans ce projet, comme chaque variante présente une organisation structurale différente, le prédimensionnement est réalisé pour les variantes de conception proposées.

Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux prescriptions données par le document technique réglementaire D.T.R-BC.2.48 « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES, **RPA2024** », et le document technique réglementaire D.T.R-BC.2.41 « REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME », **CBA93**. Et suivant les Règles BAEL 91 révisées 99 « Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Arme, Suivant La Méthode Des Etats Limites », **BAEL91**.

III.2 PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux formant une séparation entre les différents étages d'un bâtiment. Ce sont aussi des éléments de **contreventement horizontal**, leur fonction principale est de **résister** aux charges et surcharges puis de **transmettre** aux éléments porteurs de contreventement vertical (poteaux, voiles, etc...).

III.2.1 Plancher en corps creux (2ème au 8ème étage) :

C'est un plancher constitué de poutrelles préfabriquées reposant sur les poutres principales et recevant les corps creux (entrevous) qui servent de coffrage à une dalle de compression en béton armé coulée sur les corps creux (figure III.1).

Il reçoit les charges et les **repartit** sur les **poutrelles** et les **poutres**, puis les **transmet** aux éléments porteurs verticaux.

Il travaille en **flexion simple** dans la direction des **poutrelles** (unidirectionnel).

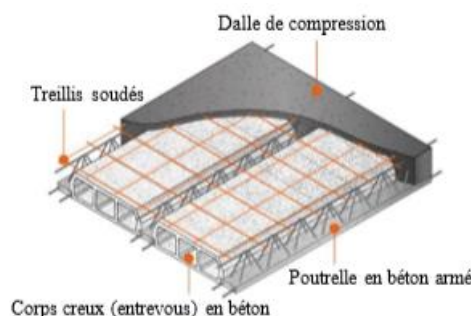


Figure III.1: Plancher en corps creux.

Selon le **BAEL91** : l'épaisseur « e » du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec } L = \min(L_x, L_y).$$
$$L = \min(L_x, L_y) = \min(5.9, 4) = 4m.$$
$$0.16 \leq h_t \leq 0.2$$

On adoptera pour un plancher de **16+5** composé d'un corps creux de **16 cm** et d'une dalle de compression de **5 cm**.

III.2.2 Plancher en dalle pleine (sous-sols, RDC, 1^{er} étage)

Ce sont des planchers en béton armé considérés comme des plaques minces qui travaillent essentiellement en **flexion simple** et selon leurs dimensions en plan, elles peuvent travailler dans un seul sens (**unidirectionnel**) ou dans les deux sens (**bidirectionnelle**), et cela est dû à leur **faible épaisseur** par rapport aux autres dimensions de cet élément.

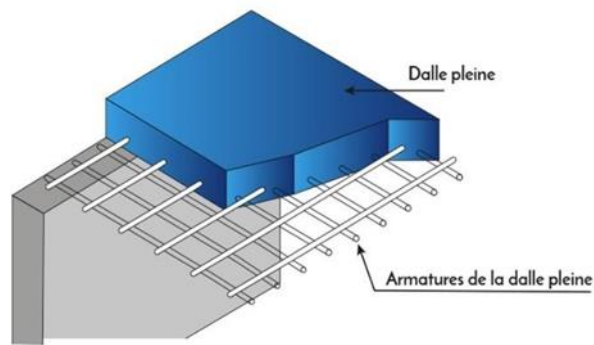


Figure III.2: Plancher en dalle pleine.

III.2.2.1 Condition de résistance à la flexion :

$$L_x < L_y$$
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{11.8} = 0.34$$

Pour les panneaux de dalles rectangulaires dont le rapport ρ est inférieur ou égal à 0.4, cette dalle est dite portant dans **un seul sens**.

Donc l'épaisseur de la dalle est donnée par :

$$e = \frac{L_x}{30} = \frac{4}{30} = 13 \text{ cm.}$$

III.2.2.2 Conditions de sécurité contre l'incendie :

- Epaisseur de 7cm pour une heure de coupe-feu (toute type de construction).
- Epaisseur de 11cm pour deux heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur).
- Epaisseur de 15cm pour trois heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur).
- Epaisseur de 17cm pour quatre heures de coupe-feu (sous-sol).

III.2.2.3 Condition de l'isolation phonique :

Le **CBA 93** préconise une épaisseur de minimale de 13 cm pour une bonne isolation phonique. On opte pour une épaisseur de **20 cm** pour le **RDC**, les **sous-sols** et le **1^{er} étage**.

III.2.3 Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation est réalisée conformément aux prescriptions du Document Technique Règlementaire DTR B.C. 2.2 « CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION », lequel fixe les hypothèses de chargement à adopter en fonction de la nature de l'ouvrage, de sa destination et des conditions d'exploitation prévues.

III.2.3.1 Plancher terrasse inaccessible en corps creux :

Tableau III.1: Descente de charges (terrasse inaccessible).

Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m^2)
Protection lourde en gravier roulé	16	0.05	0.80
Etanchéité multicouches	10	0.012	0.12
Forme de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique en liège	0.4	0.04	0.016
Plancher hourdis+table de compression	/	0.16+0.05	2.9
Enduit de plâtre	10	0.03	0.030
Charges Permanentes			6.78
Charge d'exploitation			1

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

III.2.3.2 Plancher étage courant en corps creux :

Tableau III.2: Descente de charges (2ème au 8ème étage).

Désignation	Poids volumique $\rho(kN/m^3)$	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en marbre	28	0.02	0.56
Chape de ciment	20	0.02	0.40
Lit de sable	17	0.03	0.51
Plancher hourdis+table de compression	/	0.16+0.05	2.9
Enduit de plâtre	10	0.03	0.3
Cloison en maçonnerie de briques	/	/	1
Charges Permanentes			5.67

III.2.3.3 Plancher étage courant en dalle pleine (RDC, 1er étage) :

Tableau III.3: Descente des charges du (RDC, 1er étage).

Désignation	Poids volumique $\rho(kN/m^3)$	Epaisseur (m)	Poids (kN / m^2)
Revêtement en marbre	28	0.02	0.56
Mortier de ciment	20	0.02	0.40
Lit de sable fin	17	0.03	0.51
Dalle pleine	25	0.2	5.00
Enduit en plâtre	10	0.03	0.30
Cloisons	/	/	1.00
Charges Permanentes			7.77

III.2.3.4 Plancher Sous-Sols (Parking) :

Tableau III.4: Descente des charges du plancher sous-sols.

Désignation	Poids volumique $\rho (kN/m^3)$	Epaisseur (m)	Poids $G (kN /m^2)$
Plancher dalle pleine	25	0.2	5
Revêtement antidérapant	1	0.1	0.1
Charges permanentes			6.96

III.2.3.5 Charges d'exploitation :

Tableau III.5: Charges d'exploitation.

Nature de locaux	Etage	Q (kN /m^2)
Restaurant	RDC, 1 ^{er} étage	2.5
Salle de conférence avec sièges	RDC, 1 ^{er} étage	6
Chambre	2 ^{eme} → 8 ^{eme}	1.5
Parking	Sous-sols	2.5
Bureaux	RDC, 1 ^{er} étage	2.5
Salle de réunion avec tables	RDC, 1 ^{er} étage	2.5

III.3 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les dimensions des poutres doivent respecter les règles exigées par le **RPA2024** et celles du **BAEL91/99**.

Selon « André Coin », la section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

III.3.1 Poutres principales :

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles reposent sur les éléments porteurs verticaux :

Plus grande portée : $L_{xmax} = 11.8 \text{ m}$.

$78.66 \leq h \leq 118$ On prend $h = 80 \text{ cm}$.

$24 \leq b \leq 56$ On prend $b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification des dimensions :**

Selon le l'article 7.5.1 du **RPA2024**, (**ZONE VI**)

$b \geq 25 \text{ cm}$; $30 \geq 25 \text{ cm}$ vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$; $80 \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4$; $2.67 \leq 4$ vérifiée.

III.3.2 Poutres secondaires :

$L_{y \text{ max}} = 8 \text{ m}$.

$53.33 \leq h \leq 80$ On prend $h = 60 \text{ cm}$.

$16.5 \leq b \leq 38.5$ On prend $b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification :**

Selon le l'article 7.5.1 du **RPA2024**, (**ZONE VI**)

$b \geq 25 \text{ cm}$; $30 \geq 25 \text{ cm}$ vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$; $60 \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4$; $2 \leq 4$ vérifiée.

III.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs essentiels dans une structure. Ils sont généralement conçus pour reprendre **les charges verticales** du **plancher** et des **poutres** qui les supportent, ainsi que **les charges horizontales** telles que celles dues au **vent** ou aux **séismes**. Les poteaux transmettent ensuite ces charges aux fondations qui les répartissent dans le sol.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire aux conditions Imposées par **le RPA2024**, et le **CBA 93**. Ces poteaux doivent satisfaire le critère de la stabilité au flambement et le critère de la résistance.

III.4.1 Critère de la résistance :

Selon l'article **B.8.4.1** du **CBA93**, La résistance ultime du poteau est vérifiée par la formule suivante :

$$N_U = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

N_U : Effort normal ultime de compression $N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$;

N_G : Effort normal due aux charges permanentes ;

N_Q : Effort normal due aux surcharges d'exploitations.

γ_b, γ_s : Coefficients de sécurité partiels :

- Béton : $\gamma_b = 1.50$.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$.

B_r : Section réduite du poteau, obtenue en réduisant la section réelle de 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $[B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)] m^2$.

A_s : Section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul. On prend $A_s = 1.0\% B_r$ (zone VI)
Selon le « RPA2024 » : $\frac{A_s}{B} = 0.01$

λ : Elancement d'Euler ;

α : coefficient de réduction tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$) défini par :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } \lambda = 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

Comme le calcul se fait en **compression centrée**, on fixe l'élanement mécanique à $\lambda = 35$;

Alors $\alpha = \frac{0.85}{\beta}$ avec $\beta = 1.2$

Donc :

$$B_r = \frac{1.35 N_U \times \beta}{0.85 f_{c28} + \frac{A}{B} \times f_e}$$

III.4.2 Calcul des surfaces offertes aux poteaux :

Tableau III.6: Valeurs des surfaces revenant aux poteaux.

Poteau	Surface (m ²)
P1 (angle)	23.6
P2 (rive)	47.2

III.4.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

III.4.3.1 Poteau d'angle :

- NIVEAU SOUS-SOL:**

Plancher dalle pleine : $G_{DP} = 6.96 \times 23.6 = 164.256 \text{ KN}$.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 5.9 + (0.3 \times 0.6) \times 4] = 53.4 \text{ KN}$.

Murs extérieurs : $G_{mur} = 1.967 \times [(5.9 * (3.06 - 0.8)) + (4 * (3.06 - 0.6))] = 45.583 \text{ KN}$.

Surcharges : $Q = 2.5 \times 23.6 = 59 \text{ KN}$.

- NIVEAU RDC :**

Plancher dalle pleine : $G_{DP} = 7.77 \times 23.6 = 183.372 \text{ KN}$.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 5.9 + (0.3 \times 0.6) \times 4] = 53.4 \text{ KN}$.

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Murs extérieurs : $G_{mur} = 1.967 \times [(5.9 \times (4.42 - 0.8)) + (4 \times (4.42 - 0.6))]$ = 72.067 KN.

Surcharges : $Q = 6 \times 23.6$ = 141.6 KN.

- **NIVEAU 1^{er} ETAGE :**

Plancher dalle pleine : $G_{CC} = 7.77 \times 23.6$ = 183.372 KN.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 5.9 + (0.3 \times 0.6) \times 4]$ = 53.4 KN.

Murs extérieurs : $G_{mur} = 1.967 \times [(5.9 \times (3.74 - 0.8)) + (4 \times (3.74 - 0.6))]$ = 58.825 KN.

Surcharges : $Q = 6 \times 23.6$ = 141.6 KN.

- **NIVEAU 2^{eme} → 8^{eme} étage :**

Plancher corps creux : $G_{CC} = 5.67 \times 23.6$ = 133.812 KN.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 5.9 + (0.3 \times 0.6) \times 4]$ = 53.4 KN.

Murs extérieurs : $G_{mur} = 1.967 \times [(5.9 \times (3.3 - 0.8)) + (4 \times (3.3 - 0.6))]$ = 50.257 KN.

Surcharges : $Q = 1.5 \times 23.6$ = 35.4 KN.

- **NIVEAU 9 TERRASSE (INACCESSIBLE) :**

Plancher corps creux : $G_{CC} = 6.78 \times 23.6$ = 160.008 KN.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 5.9 + (0.3 \times 0.6) \times 4]$ = 53.4 KN.

Surcharges : $Q = 1 \times 23.6$ = 23.6 KN.

Tableau III.7: Résultats des charges G et Q (poteau d'angle).

La charge	G(KN)	Q(KN)
NIVEAU 9	213.408	23.6
NIVEAU 2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	237.469	35.4
NIVEAU 1 (1 ^{er} étage)	295.597	141.6
NIVEAU RDC	308.839	141.6
NIVEAU SOUS-SOLS	263.239	59

- **La dégression des charges (D.T.R B.C.2.2 article 6.3) :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4..... $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage 5 $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Avec :

Q_0 : Surcharge d'exploitation de la terrasse.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Tableau III.8: La dégression des charges Q (poteau d'angle).

Niveau	Q (KN)	Q dégraissée (KN)
Terrasse	23.6	23.6
8 ^{eme} ETAGE	35.4	59
7 ^{eme} ETAGE	35.4	90.86
6 ^{eme} ETAGE	35.4	119.18
5 ^{eme} ETAGE	35.4	143.96
4 ^{eme} ETAGE	35.4	165.2
3 ^{eme} ETAGE	35.4	175.3142
2 ^{eme} ETAGE	35.4	193.962
1 ^{er} ETAGE	141.6	413
RDC	141.6	554.6
Sous-Sol 2	59	613.6
Sous-Sol 1	59	672.6

III.4.3.2 Poteau de rive :

- **NIVEAU SOUS SOLS:**

Plancher dalle pleine : $G_{DP} = 6.96 \times 47.2 = 328.512 \text{ KN}$.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 4 + (0.3 \times 0.6) \times 4] = 42 \text{ KN}$.

Murs extérieurs : $G_{mur} = 1.967 \times [(4 \times (3.06 - 0.8)) + (4 \times (3.06 - 0.6))] = 37.137 \text{ KN}$.

Surcharges : $Q = 2.5 \times 47.2 = 118 \text{ KN}$.

- **NIVEAU RDC :**

Plancher dalle pleine : $G_{DP} = 7.77 \times 47.2 = 366.744 \text{ KN}$.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 4 + (0.3 \times 0.6) \times 4] = 42 \text{ KN}$.

Murs extérieurs : $G_{mur} = 1.967 \times [(4 \times (4.42 - 0.8)) + (4 \times (4.42 - 0.6))] = 58.538 \text{ KN}$.

Surcharges : $Q = 6 \times 47.2 = 283 \text{ KN}$.

- **NIVEAU 1^{er} ETAGE :**

Plancher dalle pleine : $G_{CC} = 7.77 \times 47.2 = 366.744 \text{ KN}$.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 4 + (0.3 \times 0.6) \times 4] = 42 \text{ KN}$.

Murs extérieurs : $G_{mur} = 1.967 \times [(4 \times (3.74 - 0.8)) + (4 \times (3.74 - 0.6))] = 47.837 \text{ KN}$.

Surcharges : $Q = 6 \times 47.2 = 283 \text{ KN}$.

- **NIVEAU 2^{eme} → 8^{eme} ETAGE :**

Plancher corps creux : $G_{CC} = 5.67 \times 47.2 = 267.624 \text{ KN}$.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 4 + (0.3 \times 0.6) \times 4] = 42 \text{ KN}$.

Murs extérieurs : $G_{mur} = 1.967 \times [(4 \times (3.3 - 0.8)) + (4 \times (3.3 - 0.6))] = 40.914 \text{ KN}$.

Surcharges : $Q = 1.5 \times 47.2 = 70.8 \text{ KN}$.

- **NIVEAU 9 TERRASSE (INACCESSIBLE) :**

Plancher corps creux : $G_{CC} = 6.78 \times 47.2 = 320.016 \text{ KN}$.

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.8) \times 4 + (0.3 \times 0.6) \times 4] = 42 \text{ KN}$.

Surcharges : $Q = 1 \times 47.2 = 47.2 \text{ KN}$.

Tableau III.9: Résultat des charges G et Q (poteau de rive).

LA CHARGE	G(KN)	Q(KN)
NIVEAU 9	362.016	47.2
NIVEAU 2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	350.538	70.8
NIVEAU 1 ^{er} étage	456.581	283
NIVEAU RDC	467.282	283
NIVEAU SOUS SOLS	407.649	118

- La dégression des charges (D.T.R B.C.2.2 article 6.3) :

Tableau III.10: La dégression des charges Q (poteau de rive).

Niveau	Q (KN)	Q dégraissée (KN)
Terrasse	47.2	47.2
8 ^{eme} ETAGE	70.8	118
7 ^{eme} ETAGE	70.8	181.72
6 ^{eme} ETAGE	70.8	214.76
5 ^{eme} ETAGE	70.8	264.32
4 ^{eme} ETAGE	70.8	306.8
3 ^{eme} ETAGE	70.8	327.028
2 ^{eme} ETAGE	70.8	364.325
1 ^{er} ETAGE	118	802.2
RDC	354	1085.2
Sous-Sol 2	118	1203.2
Sous-Sol 1	118	1321.2

III.4.4 Calcul de la section réduite, prédimensionnement des poteaux et vérifications :

Le calcul de la section des poteaux intègre les effets du flambement en compression centrée. Pour tenir compte de la ségrégation potentielle du béton, l'article B.8.4.1 de CBA93 préconise d'utiliser une section réduite obtenue en retirant une bande périphérique de 1 cm sur toute la section brute.

$$\text{Section réduite : } B_r = \frac{1.35 N_U \times \beta}{0.85 f_{c28} + \frac{A}{B} \times f_e} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.2 \\ \frac{A}{B} = 0.1 \text{ (ZONE VI)} \\ f_e = 500 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Dimensions du poteau : supposant le poteau carre de dimension $a = \sqrt{B_r} + 0.02$.

III.4.4.1 Vérification de l'effort normal Réduit :

Le but de la vérification de l'effort normal réduit (exigé par l'article 7.4.3 du RPA 2024) au stade du prédimensionnement est d'éviter le **sous-dimensionnement**, et se rapprocher des exigences de cet article, aussi pour avoir une première appréciation de la validité des dimensions adoptées.

La condition exigée est :

$$U = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec :

N_d : effort maximum de sollicitation en compression ;

B_c : Section brute du poteau.

Tableau III.11: Vérification de l'effort normal réduit (Poteau d'angle).

Niveau	$N_G(KN)$	$N_Q(KN)$	$N_U(KN)$	$B_r(m^2)$	$a(m)$	$a_{\text{retenu}}(m)$	U	$u \leq 0.35$
TERASSE	362.02	47.20	559.52	0.013	0.00	0.45	0.04	Vérifiée
ETAGE 8	712.55	118.00	1138.95	0.029	0.19	0.45	0.09	Vérifiée
ETAGE 7	1063.09	181.72	1707.75	0.044	0.23	0.45	0.13	Vérifiée
ETAGE 6	1413.63	214.76	2230.54	0.059	0.26	0.45	0.18	Vérifiée
ETAGE 5	1764.17	264.32	2778.11	0.074	0.29	0.45	0.22	Vérifiée
ETAGE 4	2114.71	306.80	3315.05	0.089	0.32	0.45	0.26	Vérifiée
ETAGE 3	2465.24	327.03	3818.62	0.103	0.34	0.45	0.31	Vérifiée
ETAGE 2	2815.78	364.33	4347.79	0.117	0.36	0.45	0.35	Vérifiée
ETAGE 1	3173.24	637.20	5239.68	0.140	0.39	0.45	0.41	N. V
RDC	3628.73	991.20	6385.58	0.168	0.43	0.50	0.40	N. V
Sous-Sol 1	4036.37	1109.20	7112.91	0.186	0.45	0.50	0.45	N. V
Sous-Sol 2	4444.02	1227.20	7840.23	0.204	0.47	0.50	0.49	N. V

Tableau III.12: Vérification de l'effort normal réduit (Poteau de rive)

Niveau	$N_G(KN)$	$N_Q(KN)$	$N_U(KN)$	$B_r (m^2)$	$a(m)$	$a_{\text{retenu}} (m)$	U	$v \leq 0.35$
TERASSE	213.41	23.60	559.522	0.023	0.17	0.50	0.06	Vérifiée
ETAGE 8	450.88	59.00	1138.948	0.047	0.24	0.50	0.11	Vérifiée
ETAGE 7	688.35	90.86	1707.754	0.071	0.29	0.50	0.17	Vérifiée
ETAGE 6	925.82	119.18	2230.541	0.093	0.32	0.50	0.22	Vérifiée
ETAGE 5	1163.29	143.96	2778.107	0.115	0.36	0.50	0.28	Vérifiée
ETAGE 4	1400.76	165.20	3315.053	0.138	0.39	0.50	0.33	Vérifiée
ETAGE 3	1638.22	175.31	3818.622	0.159	0.42	0.50	0.38	N. V
ETAGE 2	1875.7	193.96	4347.793	0.181	0.44	0.50	0.43	N. V
ETAGE 1	2121.73	330.40	5487.178	0.228	0.50	0.60	0.36	N. V
RDC	2424.67	507.40	6526.579	0.271	0.54	0.60	0.44	N. V
Sous-Sol 1	2687.91	566.40	7253.905	0.301	0.57	0.60	0.49	N. V
Sous-Sol 2	2951.15	625.40	7981.231	0.332	0.60	0.60	0.54	N. V

III.4.4.2 Augmentation des sections :

Pour respecter la condition de l'effort normal réduit dans les sections qui ne la vérifient pas, il est nécessaire d'augmenter la section des poteaux.

Tableau III.13: Les sections du poteau d'angle après rectification.

Niveau	$a(cm)$	$U = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}}$	$v \leq 0.35$
2 SOUS SOLS, RDC	60	0.29	Vérifiée
1 ^{er} ETAGE	50	0.26	Vérifiée
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	50	0.23	Vérifiée

Tableau III.14: Les sections du poteau de rive après rectification.

Niveau	a (cm)	$U = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}}$	$u \leq 0.35$
2 SOUS SOLS, RDC	80	0.34	Vérifiée
1 ^{er} ETAGE	60	0.31	Vérifiée
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	60	0.28	Vérifiée

III.4.4.3 Vérification des coffrages exigés par l'article 7.4.1 de RPA2024 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article 7.4.1 du RPA 2024. Les conditions sont résumées dans les tableaux ci-après.

Tableau III.15: Vérification des coffrages des poteaux d'angles.

Niveau	Poteaux (cm ²)	$Min(a, b) \geq 25(cm)$	he (m)	$he/20$	$Min(a, b) \geq he/20$	a/b	$0.25 \leq b/a \leq 4$
Sous-Sols	60×60	Vérifiée	3.06	0.153	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC	60×60	Vérifiée	4.42	0.221	Vérifiée	1	Vérifiée
1 ^{er} ETAGE	50×50	Vérifiée	3.74	0.187	Vérifiée	1	Vérifiée
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	50×50	Vérifiée	3.3	0.165	Vérifiée	1	Vérifiée

Tableau III.16: Vérification des coffrages des poteaux de rives.

Niveau	Poteaux (cm ²)	$Min(a, b) \geq 25(cm)$	he (m)	$he/20$	$Min(a, b) \geq he/20$	a/b	$0.25 \leq b/a \leq 4$
Sous-Sols	80×80	Vérifiée	3.06	0.153	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC	80×80	Vérifiée	4.42	0.221	Vérifiée	1	Vérifiée
1 ^{er} ETAGE	60×60	Vérifiée	3.74	0.187	Vérifiée	1	Vérifiée
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	60×60	Vérifiée	3.3	0.165	Vérifiée	1	Vérifiée

III.4.4.4 Critère de flambement :

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Longueur de flambement : $l_f = 0.7l_0$;

l_0 : longueur libre du poteau ;

K_0 : 0.7 poteau d'un bâtiment à étage multiple.

Rayon de giration : $i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$;

Moment d'inertie : $I = \frac{a^4}{12}$.

Tableau III.17: Vérification du flambement pour les poteaux d'angles.

Niveau	Poteau(cm^2)	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$i(m)$	$I(m^2)$	λ	$\lambda \leq 35$
Sous-Sols	60×60	3.06	2.142	0.173	0.011	12.367	Vérifiée
RDC	60×60	4.42	3.094	0.173	0.011	17.863	Vérifiée
1 ^{er} ETAGE	50×50	3.74	2.618	0.144	0.005	18.138	Vérifiée
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	50×50	3.3	2.31	0.144	0.005	16.004	Vérifiée

Tableau III.18: Vérification du flambement pour les poteaux de rive.

Niveau	Poteau(cm^2)	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$i(m)$	$I(m^2)$	λ	$\lambda \leq 35$
2 Sous-Sols	80×80	3.3	2.31	0.231	0.034	9.275	Vérifiée
RDC	60×60	4.42	3.094	0.231	0.034	13.397	Vérifiée
1 ^{er} ETAGE	60×60	3.74	2.618	0.173	0.011	15.115	Vérifiée
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	60×60	4.42	3.094	0.173	0.011	13.337	Vérifiée

III.5 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, nous avons prévu des murs voiles, dimensionnés selon les exigences du paragraphe 7.7.1 du **RPA2024**.

La figure ci-dessous montre une coupe du voile :

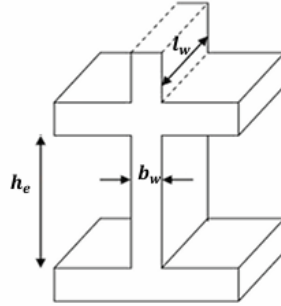


Figure III.3: Coupe du voile en élévation.

Selon l'article 7.7.1 du **RPA2024** : les éléments de contreventement en voiles, doivent satisfaire la condition géométrique suivante :

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

Où :

l_w : représente la longueur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux). L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante :

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

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

III.5.1 Voiles de contreventement de la superstructure :

Tableau III.19: Conditions de rigidité aux extrémités.

Niveau	$h_e(m)$	Condition de bw (cm)	Epaisseur de voile choisie pour différentes variantes (cm)	Condition de lw (m)
RDC	4.42	$bw \geq 22.1$	30/40/45	$lw \geq 1.8$
1 ^{er} Etage	3.74	$bw \geq 18.7$	30/40/45	$lw \geq 1.8$
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	3.3	$bw \geq 16.5$	30/40/45	$lw \geq 1.8$

- **Vérification de la longueur :**

- Voiles longitudinales : $lw = 6.05\text{ m} \geq 1.8\text{ m}$.
- Voiles transversales : $lw = 4.0\text{ m} \geq 1.8\text{ m}$.

III.5.2 Voiles périphériques en infrastructure :

Afin d'isoler la partie sous-sol de la construction du sol adjacent et pour reprendre les efforts des poussées des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique.

D'après l'article **10.1.2 du RPA 2024** : le voile périphérique doit avoir une épaisseur supérieure ou égale à 15cm Pour un voile sans abouts.

On adoptera pour les voiles périphériques l'épaisseur des voiles de la superstructure qui est **e=45cm**.

III.6 PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES :

III.6.1 Les murs extérieurs :

Tableau III.20: Cloisons en maçonnerie.

Matériaux	Poids volumique $\rho(kN/m^3)$	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Charge Permanente			2.81

Après avoir effectué les calculs en tenant compte de 30 % d'ouverture dans les murs extérieurs :

$$2.81 \times 0.7 = 1.967 \text{ kN/m}^2.$$

$$G = 1.967 \text{ KN/m}^2.$$

III.6.2 Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection entourant la terrasse du bâtiment, il est Considéré Comme une console verticale, encastré au niveau du plancher terrasse. Ce petit muret de faible hauteur, possède des passages pour **l'évacuation des eaux** de pluie et **protège** aussi **l'étanchéité** de la terrasse. Il est soumis à un **effort normal** dû à son poids propre G, et à une surcharge due à une main courante Q.

L'acrotère classique en béton armé qui se place autour des planchers des terrasses inaccessibles ordinaires est conçu comme le montre la **Figure III.4**.

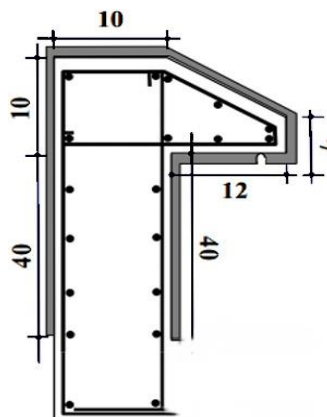


Figure III.4: Détail d'un acrotère classique en béton armé.

Le poids de l'acrotère P_{Acro} est calculé comme suit :

$$P_{Acro}(KN/ml) = S_{Acro}\rho_{BA}$$

$$P_{Acro} = \left[(0.12 \left(\frac{0.07 + 0.1}{2} \right) + 0.1 \times 0.5) \right] \times 25KN/m^3 \times 18KN/m^3 \\ + \left[(0.4 + 0.12 + 0.07 + \sqrt{0.12^2 + (0.1 - 0.07)^2} + 0.1 + 0.5) m \right] \times 0.03m$$

$$P_{Acro}(KN/ml) = 2.2KN/ml.$$

III.6.3 Balcon :

Le balcon est en dalle pleine en console, la figure (III.5) montre une coupe transversale du balcon.

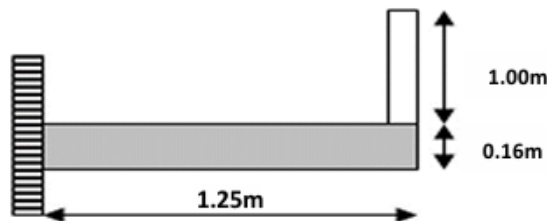


Figure III.5: Une coupe transversale du balcon.

- **Epaisseur de la dalle :**

$$l_x < l_y \quad \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.25}{4} = 0.31 \leq 0.4$$

Donc on a : $\frac{l_x}{30} = 0.042 m$.

- **Resistance au feu :**

$e = 7cm$ Pour une heure de coupe de feu.

$e = 11cm$ pour deux heures de coupe de feu.

On prend $e = 16cm$.

Tableau III.21: Descente des charges du balcon.

Désignation	Poids volumique $\rho(kN/m^3)$	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en marbre	28	0.02	0.56
Mortier de ciment	20	0.02	0.4
Lit de sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente			5.52
Charge d'exploitation			3.5

III.6.4 Garde-corps :

Tableau III.22: Descente des charges du balcon.

Désignation	Poids volumique $\rho(kN/m^3)$	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de ciment	18	0.03	0.54
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			1.8

III.6.5 Escaliers :

Un escalier est constitué d'une succession de marches qui sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

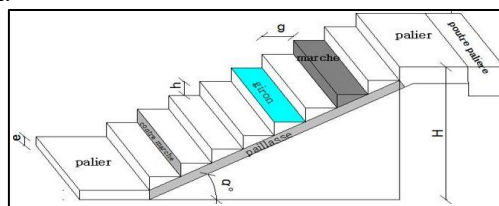


Figure III.6: Schéma d'escalier.

Pour le dimensionnement de l'escalier, on utilise la relation de **Blondel** qui stipule :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

Selon les plans architecturaux nous avons des escaliers à deux volées comme il est indiqué dans la figure III.7:

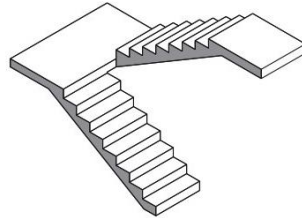


Figure III.7: Escalier à deux volées et a un palier intermédiaire.

III.6.5.1 Escalier qui communique entre le 1^{er} sous-sol et le RDC :

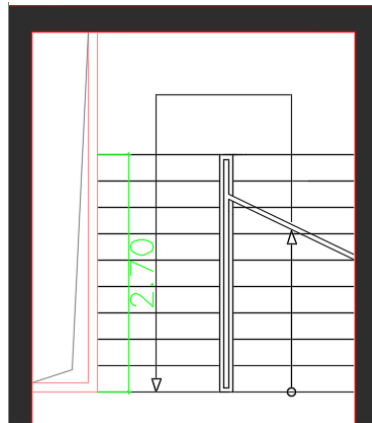


Figure III.8: Vue en plan d'escalier du 1^{er} à sous-sol et le RDC.

- Hauteur d'étage $H=3.6\text{ m} \Rightarrow$ Hauteur de la volée $he = 1.8\text{ m}$.
- Hauteur de contre marche $14 \leq h \leq 18 \Rightarrow h = 17\text{ cm}$.
- Nombre de contre marche $nc = \frac{he}{h} = 11\text{ contre marches}$.
- Nombre de marche par volée $n = nc - 1 = 10\text{ marches}$.
- Longueur de la ligne de foulée $L1 = 2.7\text{ m}$.
- Giron $g = \frac{270}{10} = 27\text{ cm} \Rightarrow g = 27\text{ cm}$.
- $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66 \Rightarrow 0.59 \leq 0.61 \leq 0.66 \dots\dots$ vérifiée.
- L'inclinaison de paillasse tag $\alpha = \frac{he}{L1} = 0.667 \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ$.

Tableau III.23: Récapitulatif des dimensions des escaliers.

Niveau	h étage (m)	he Volée (m)	h(cm)	n	g(cm)	g + 2h (cm)	Vérification de blondel	α (degré)
3 ^{eme} → 1 ^{er} Sous-sols	3.06	1.53	16.6	9	30	63	Vérifiée	29.54
1 ^{er} Sous- Sol→RDC	3.6	1.8	17	10	27	61	Vérifiée	33.69
RDC→1 ^{er} ETAGE	4.42	2.21	18	11	25	61	Vérifiée	39.3
1 ^{er} → 2 ^{eme} ETAGE	3.74	1.87	17	10	27	61	Vérifiée	34.7
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	3.3	1.65	17	9	30	64	Vérifiée	31.43

III.6.5.2 L'épaisseur de la volée et du palier :

La volée et le palier étant assimilés à une dalle pleine reposant sur deux appuis, leur épaisseur est régie par la condition de la flèche admissible suivante :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

Où e : l'épaisseur de la paillasse et du palier ;

L : La longueur projetée des escaliers entre nus des appuis.

Avec $L = 4.1 \text{ m} \Rightarrow 0.13 \leq e \leq 0.2$

On prend $e = 16 \text{ cm}$.

- **Evaluation des charges du palier :**

Tableau III.24: Descente de charge du palier d'escalier.

Désignation	Poids volumique $\rho(kN/m^3)$	Epaisseur(m)	Poids (KN /m ²)
Poids propre de palier	25	0.16	4.00
Lit de sable	17	0.03	0.51
Chape de mortier	20	0.02	0.40
Marbre	28	0.02	0.56
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			5.83
Charge d'exploitation			4.00

- **Evaluation des charges de la volée :**

Tableau III.25: Descente de charge de la volée d'escalier.

Désignation	Poids volumique $\rho(kN/m^3)$	Epaisseur(m)	Poids (KN /m ²)
Poids propre de la paillasse	25	$0.16/\cos(\alpha)$	$G_{paillasse}$
Poids propre de la marche	22	0.17/2	1.87
Chape de mortier	20	0.02	0.4
Marbre	28	0.03	0.84
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			$3.47 + G_{paillasse} + G_{marche}$
Charge d'exploitation			4.00

Tableau III.26: Descente des charges de chaque volée pour chaque étage.

Niveau	α (degré)	G_{marche} (KN)	$G_{paillasse}$ (KN)	$G_{volée}$ (KN)
3 ^{eme} → 1 ^{er} Sous-sols	29.54	1.826	4.77	8.196
1 ^{er} Sous-Sol→RDC	33.69	1.87	5.108	8.578
RDC→1 ^{er} ETAGE	39.3	1.98	5.815	9.395
1 ^{er} → 2 ^{eme} ETAGE	34.71	1.87	5.17	8.64
2 ^{eme} → 8 ^{eme} ETAGE	31.43	1.87	4.981	8.451

III.6.6 Mur rideau en verre :

Le mur-rideau est un mur de façade légère, qui assure la fermeture mais ne participe pas à la reprise des charges verticales du bâtiment, il doit assurer une isolation phonique, et doit supporter aussi :

- Son poids ;
- Les actions climatiques (vent, pluie, variations thermiques) ;
- Le feu ;
- Les vibrations, les chocs.

Pour notre structure, le mur rideau en verre existe uniquement au niveau du premier étage.

Le poids volumique d'un mur rideau en verre dépend de la densité du verre utilisé pour les panneaux en verre et les accessoires de support, les joints, les fixations, etc.

En général, le poids volumique du verre varie d'environ 24 à 28 KN/m³.

Pour une épaisseur de $e = 24$ mm, Le poids de mur rideau est de **0.67 KN/m²**.



CHAPITRE IV

CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE



IV.1 INTRODUCTION :

La conception structurale est une étape primordiale et fondamentale dans le dimensionnement d'une structure.

Selon les configurations architecturales du projet, il est indispensable des fois d'analyser la réponse de plusieurs variantes pour pouvoir en fin de compte retenir la structure la plus optimale qui garantit à la fois la stabilité et l'économie.

L'étude dynamique et sismique de la structure est essentielle pour garantir la sécurité des personnes qui y travaillent ou y vivent. Cette analyse prend en compte les propriétés mécaniques de la structure du bâtiment comme la rigidité, la masse, l'amortissement et la fréquence naturelle, ainsi que les caractéristiques du sol, pour évaluer les déformations et les contraintes dans les éléments structurels du bâtiment.

IV.2 MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA STRUCTURE :

Le modèle numérique de la structure est élaboré à l'aide du logiciel de conception et de calcul des structures des bâtiments « ETABS ». Chaque simulation permet en premier lieu d'examiner le comportement global de la structure à travers les périodes propres et les coefficients de participation massique. Pour cela, il est essentiel de favoriser en premier lieu les modes en translation, avant ceux de la torsion.

Pour arriver à ce but, il faudrait respecter les règles élémentaires d'une conception de structure qui sont, les formes simples la répartition uniforme des masses, la régularité en plan et en élévation, etc.

IV.3 ANALYSE DYNAMIQUE :

Un premier prédimensionnement et une première analyse de la structure avec une contrainte caractéristique du béton en compression de 25 MPa a donné des sections de poteaux de $(1,5\text{m} \times 1,5 \text{ m})$, au niveau bas de l'ouvrage (sous-sols, RDC, 1^{er} étage). Ensuite plusieurs autres simulations ont été effectuées en variant f_{c28} de 30 jusqu'à 50MPa, et en augmentant l'épaisseur des voiles de 30 à 45cm. En effet, à chaque simulation les exigences des articles 7.4.3 et 7.7.2 du RPA2024 concernant les efforts normaux réduits n'étaient pas satisfaites. Pour rappel, l'ouvrage présente des travées assez grandes avec des portées de 8m et de 11.8m.

Selon l'article 4.3.3 du RPA 2024 : Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à **90%**, au moins, de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)**, dans chaque direction considérée.

IV.3.1 Modélisation de la première variante (proposée par le BET) :

Nous avons considéré dans cette étape d'analyse la structure initiale proposée par le bureau d'étude selon les plans d'architecture initiaux, elle consiste en un système de dalles en béton armé reposant directement sur des voiles. La contrainte caractéristique en compression du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. L'épaisseur des voiles adoptée est de 30cm.

La figure (IV.1) montre cette configuration.

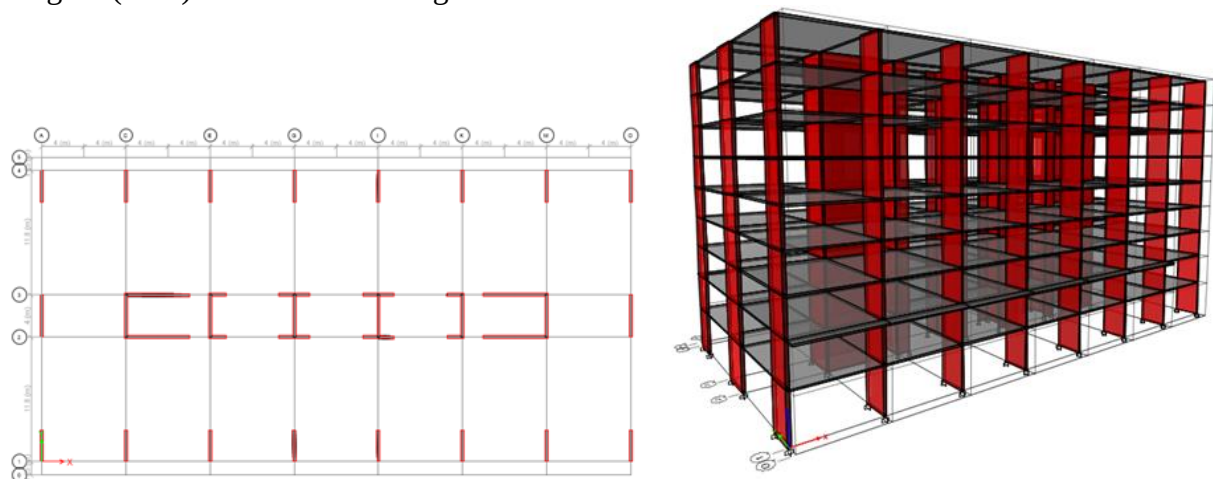


Figure IV.1: Vues en plan et en 3D de la variante initiale.

IV.3.1.1 Résultats de l'analyse dynamique :

La figure (IV.2) montre les modes de vibration de la structure pour les 3 premiers modes :

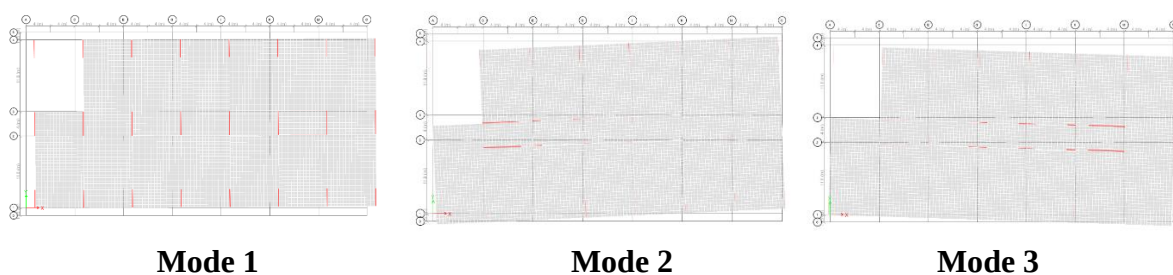


Figure IV.2: Formes propres de la variante initiale pour les 3 premiers modes.

Tableau IV.1: Résultats d'analyse dynamique de la variante proposée par le BET.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.905	0.688	0.004	0.688	0.004	0.0033
2	0.826	0.007	0.5181	0.695	0.5221	0.1649
3	0.776	0.0003	0.1649	0.6953	0.6871	0.5214
4	0.188	0.1946	0.0004	0.8899	0.6875	0.0011
5	0.166	0.0014	0.0917	0.8913	0.7792	0.1055
6	0.155	0.0001	0.1099	0.8914	0.8891	0.092
7	0.079	0.0595	0.0001	0.9509	0.8891	0.0003
8	0.073	0.000002409	0.00004632	0.9509	0.8892	0.0005
9	0.073	0.0005	0.000005812	0.9514	0.8892	0.00001527

IV.3.1.2 Interprétation des résultats :

Les résultats de cette première simulation ont montré ce qui suit :

- Le premier mode est un mode de translation suivant la direction x-x (68.8%), sans torsion.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y (51.81%) couplé avec une torsion autour de l'axe z-z (16.49%).
- Le troisième mode est un mode de translation suivant la direction y-y (16.49%), couplé avec une torsion autour de l'axe z-z (52.14%).

La présence de la torsion s'explique par le rapprochement des voiles surtout longitudinaux du centre de gravité des masses et l'asymétrie de la position des cages d'ascenseurs. Dans ce cas-là, le rajout des voiles est indispensable pour minimiser cette torsion.

IV.3.2 Modélisation de la deuxième variante (modification du plan architectural) :

Pour la deuxième variante, nous avons proposé une structure mixte (poteaux, voiles) avec une distribution symétrique des cages d'ascenseurs. En effet, si une coordination a été établie entre l'architecte et l'ingénieur en phase d'avant-projet, il aurait été possible de modifier l'emplacement de l'un des ascenseurs de façon à ce que la symétrie soit satisfaite.

Malgré le comportement satisfaisant de cette deuxième variante, le maître de l'œuvre (architecte) a refusé de modifier les plans d'architecture. Pour la suite de notre travail, nous avons considéré la disposition initiale des voiles d'ascenseurs imposés par les plans d'architecture.

La contrainte caractéristique en compression du béton $f_{c_{28}} = 40 \text{ MPa}$. épaisseur des voiles est de 30cm.

La figure (IV.3) schématise cette disposition.

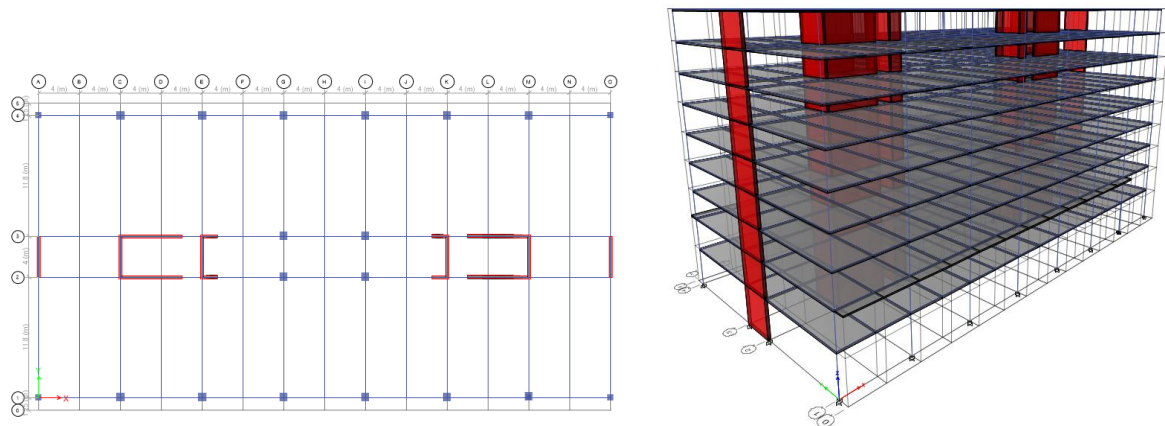
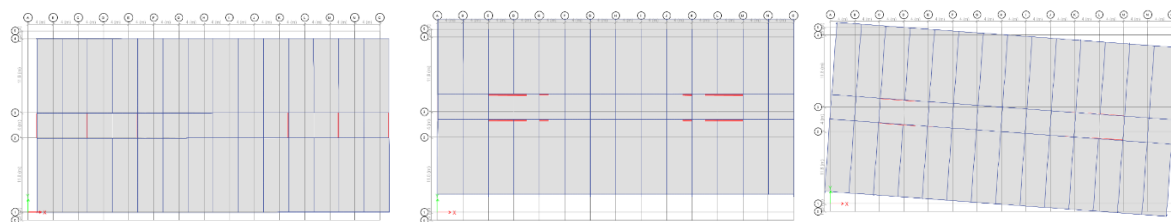


Figure IV.3: Vues en plan et en 3D de la deuxième variante.

IV.3.2.1 Résultats de L'analyse dynamique :

La figure (IV.4) montre les modes de vibration de la structure pour les 3 premiers modes :



Mode 1

Mode 2

Mode 3

Figure IV.4: Formes propres de deuxième variante pour les 3 premiers modes.

Tableau IV.2: Résultats d'analyse dynamique de la deuxième variante.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.901	0.6832	0.0001	0.6832	0.0001	0.0001
2	0.868	0.0001	0.6986	0.6832	0.6986	0
3	0.798	0.0001	0.00000245	0.6834	0.6986	0.705
4	0.204	0.000002173	0.19	0.6834	0.8887	0.00004371
5	0.192	0.1967	7.908E-07	0.8801	0.8887	0.0021
6	0.19	0.0022	0.00002467	0.8823	0.8887	0.1853
7	0.092	0.000004595	0.0622	0.8823	0.9509	0.0001
8	0.087	0.00001462	0.0001	0.8823	0.9509	0.0582
9	0.083	0.0688	0.000005956	0.9511	0.9509	0.00001555

IV.3.2.2 Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau (IV.2) ci-avant, on a trouvé ce qui suit :

- Le premier mode est un mode de translation suivant la direction x-x (68.32%) sans torsion.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant la direction y-y (69.86%) sans torsion.
- Le troisième mode est un mode torsion autour de z-z (70.5%).

La structure présente globalement un comportement dynamique satisfaisant avec une bonne mobilisation de la masse étant donné que les participations massiques cumulées dépassent 90% aux trois premiers modes dans chaque direction.

IV.3.3 Modélisation de la troisième variante :

Dans cette variante, nous avons opté pour une structure mixte en béton armé (poteaux-voiles). Les voiles ont été modélisés uniquement au niveau des cages d'escaliers et d'ascenseurs. Des poteaux ont été disposés sur la périphérie de la structure.

La contrainte caractéristique en compression du béton $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$, épaisseur des voiles est de 30cm.

La figure (IV.5) schématise cette disposition.

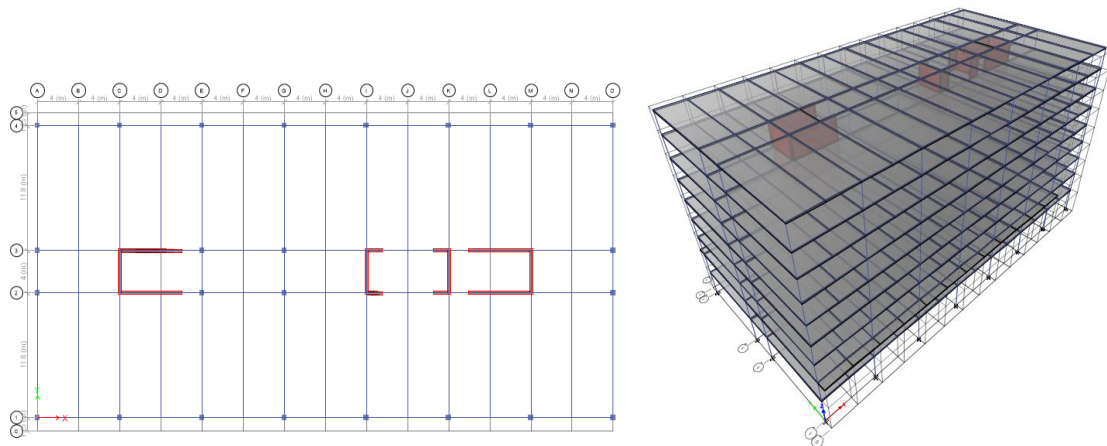


Figure IV.5: Vues en plan et en 3D de la troisième variante.

IV.3.3.1 Résultats de L'analyse dynamique :

La figure (IV.6) montre les modes de vibration de la structure pour les 3 premiers modes :

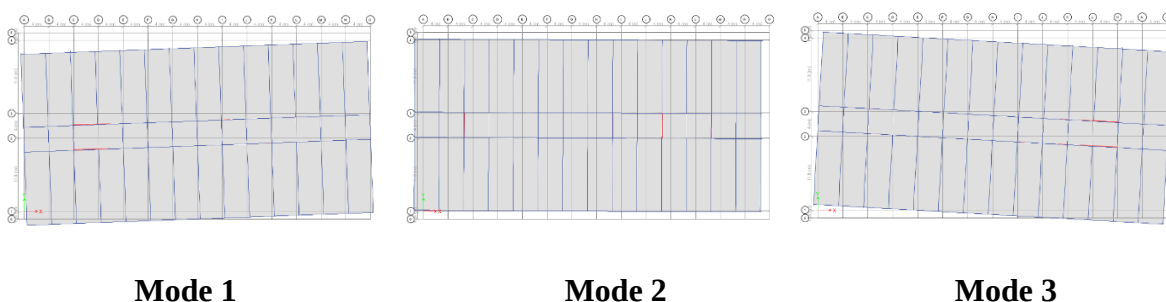


Figure IV.6: Formes propres de troisième variante pour les 3 premiers modes.

Tableau IV.3: Résultats d'analyse dynamique de la troisième variante.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.907	0.0015	0.5193	0.0015	0.5193	0.1892
2	0.88	0.6802	0.0001	0.6816	0.5194	0.0037
3	0.839	0.0022	0.1834	0.6838	0.7027	0.5236
4	0.232	0.000001939	0.0809	0.6838	0.7836	0.1076
5	0.204	0.0001	0.1096	0.6839	0.8932	0.082
6	0.19	0.1976	0.0001	0.8815	0.8933	0.00003776
7	0.113	0	0.0195	0.8815	0.9128	0.0358
8	0.094	0.00001173	0.0419	0.8815	0.9548	0.0188
9	0.082	0.0691	0.000009542	0.9506	0.9548	0.000003392

IV.3.3.2 Interprétation des résultats :

Les résultats de cette troisième simulation ont montré ce qui suit :

- Le premier mode est un mode de translation suivant la direction y-y (51.93%), couplé avec une torsion autour de l'axe z-z (18.92%).
- Le deuxième mode est un mode de translation autour suivant l'axe y-y (68.02%), sans torsion.
- Le troisième mode est un mode de torsion (52.36%) couplé avec une translation suivant la direction y-y (18.34%).

Ces résultats sont dus à l'emplacement asymétrique des voiles et leur rapprochement du centre de gravité des masses dans le sens longitudinal.

IV.3.4 Modélisation de la quatrième variante :

Pour réduire la torsion dans les premiers modes fondamentaux, il suffit de minimiser l'excentricité maximale entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité en assurant la symétrie des éléments structuraux.

Dans cette variante des voiles ont été rajoutés afin de favoriser la disposition symétrique des éléments structuraux.

La contrainte caractéristique en compression du béton $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$, épaisseur des voiles 30cm. La figure (IV.7) montre cette disposition.

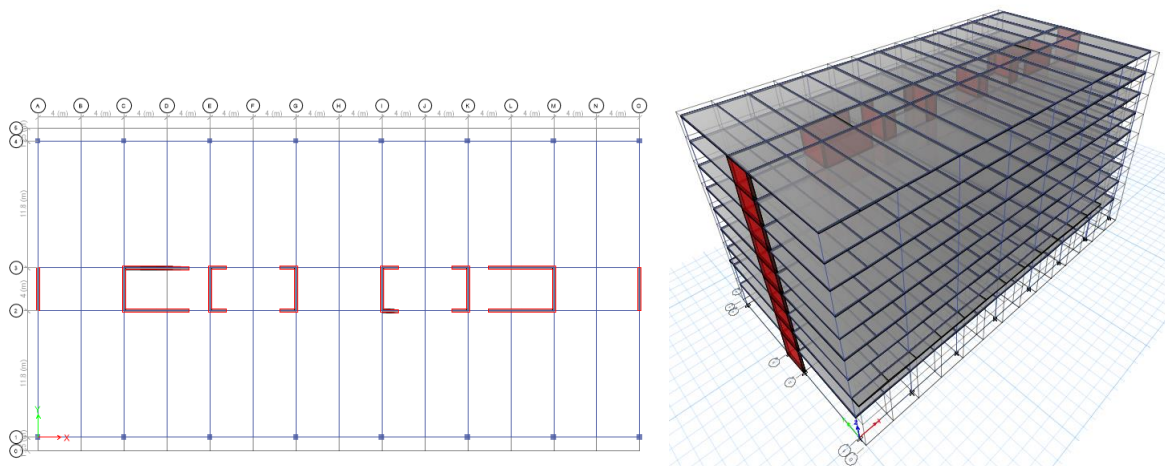


Figure IV.7: Vues en plan et en 3D de la quatrième variante.

IV.3.4.1 Résultats de L'analyse dynamique :

Les figure (IV.8) montre les modes de vibration de la structure pour les 3 premiers modes :

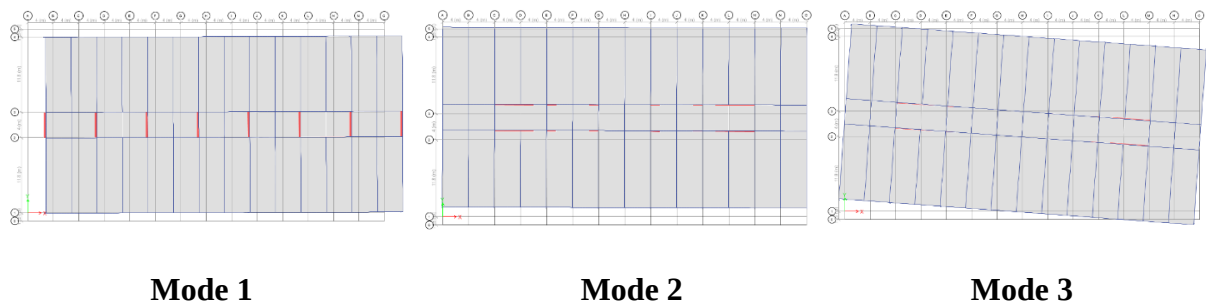


Figure IV.8: Fromes propres de la quatrième variante pour les 3 premiers modes.

Tableau IV.4: Résultats d'analyse dynamique de la quatrième variante.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.862	0.6861	0.0003	0.6861	0.0003	0.0005
2	0.8	0.0003	0.6927	0.6864	0.693	0.0009
3	0.791	0.0005	0.0009	0.6869	0.6939	0.7039
4	0.189	0.0087	0.0001	0.6956	0.694	0.1787
5	0.188	0.1857	0.0003	0.8812	0.6943	0.0083
6	0.182	0.0002	0.1931	0.8814	0.8874	0.0001
7	0.086	0.00001128	0.0001	0.8814	0.8875	0.0584
8	0.081	0.0649	0.0029	0.9463	0.8904	0.00000295
9	0.081	0.0031	0.0612	0.9494	0.9516	0.0001

IV.3.4.2 Interprétation des résultats :

Les résultats de cette quatrième simulation ont montré que les trois premiers modes traduisent un comportement dynamique globalement favorable dominé par la translation, néanmoins, la participation massique cumulée reste inférieure à 90%, l'analyse doit donc être étendue aux modes suivants où :

- Un mode de torsion apparaît au quatrième mode (17.87%).
- Tandis que le sixième mode correspond à un mode de translation (19.31%), pour éliminer les effets de la torsion, il faut rajouter des voiles sur la périphérie de l'ouvrage disposés symétriquement.

IV.3.5 Modélisation de la cinquième variante :

Dans cette variante, on a rajouté des voiles dans la direction y-y, placés dans la périphérie.

La contrainte caractéristique en compression du béton $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$, l'épaisseur des voiles et de 40cm.

La figure (IV.9) schématise cette disposition.

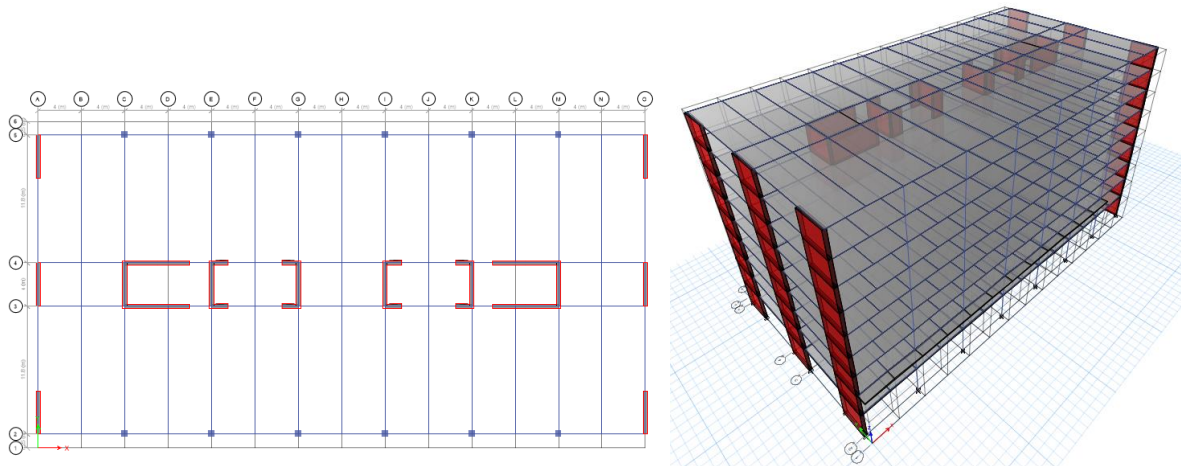


Figure IV.9: Vues en plan et en 3D de la cinquième variante.

IV.3.5.1 Résultats de L'analyse dynamique :

La figure (IV.10) montre les modes de vibration de la structure dans les 3 premiers modes.

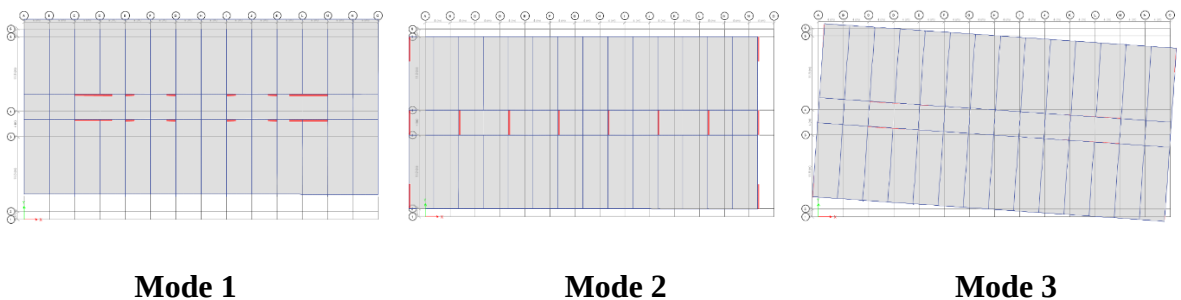


Figure IV.10: Fromes propres de la cinquième variante pour les 3 premiers modes.

Tableau IV.5: Résultats d'analyse dynamique de la cinquième variante.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.648595215	2.69938E-08	0.691669557	2.69938E-08	0.691669557	2.29591E-05
2	0.630273895	0.704972995	2.2542E-08	0.704973021	0.691669579	3.99243E-06
3	0.58902057	3.34479E-06	3.51982E-05	0.704976366	0.691704777	0.702766952
4	0.151219558	0.182871768	9.98357E-10	0.887848134	0.691704778	3.27616E-07
5	0.144224382	3.3885E-10	0.191724256	0.887848134	0.883429034	8.76936E-05
6	0.137595632	4.18347E-07	6.82363E-05	0.887848553	0.88349727	0.181131937
7	0.06804736	0.063480672	3.89129E-11	0.951329225	0.88349727	2.70652E-10
8	0.062609806	3.65026E-11	0.064200218	0.951329225	0.947697489	0.000124931

IV.3.5.2 Interprétation des résultats :

Les résultats de cette cinquième simulation ont montré que les premiers modes traduisent un comportement dynamique globalement favorable dominé par la translation, avec une participation massique qui dépasse les 90% dès le 3^{eme} mode dans la direction x-x et le 3^{eme} mode dans la direction y-y.

Pour la suite de notre travail, nous avons retenu la conception de la cinquième variante.

IV.3.5.3 Vérification de la condition de l'effort normal réduit :

Il faut maintenant procéder à la vérification des articles 7.4.3 et 7.7.2 du RPA2024, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme.

- **Poteaux :**

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35 \quad (\text{Art 7.4.3 RPA 2024})$$

Nd : Désigne l'effort normal de calcul en compression sous sollicitations sismiques, s'exerçant sur la section brute du poteau, obtenu par le logiciel ETABS.

B_c : Section brute du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$.

Tableau IV.6: Vérification de la condition de l'effort normal réduit des poteaux pour la cinquième variante.

POTEAU	Dimensions (cm^2)	Combinaison	$N_d \text{ max (KN)}$	ν	$\nu \leq 0.35$
C1(story 1)	80×80	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-5154.648486	0.2	OUI
C1(story 2)	60×60	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-4453.564997	0.31	OUI

• **Voiles :**

L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0.4 \quad (\text{Art 7.7.2 RPA 2024})$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul maximum en compression sous sollicitations sismiques, s'exerçant sur la section du voile, obtenu par le logiciel ETABS.

B_C : Section brute du voile.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$.

Tableau IV.7: Vérification de la condition de l'effort normal réduit des voiles pour la cinquième variante.

Voile	Dimensions (cm^2)	Combinaison	$N_d \text{ max (KN)}$	ν	$\nu \leq 0.4$
VL3CD 605	605×40	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-35065.289	0.362	OUI
VTM34 400	400×40	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	-32324.5397	0.505	NON

• **Note :**

D'autres simulations ont été faites en augmentant l'épaisseur des voiles jusqu'à 50 cm sans modification de la résistance du béton f_{c28} , et d'autre part en augmentant la f_{c28} jusqu'à 50 MPa sans changement de l'épaisseur, néanmoins la condition de l'effort normal réduit au niveau des voiles n'était pas satisfaite dans l'ensemble des cas étudiés.

- **Conclusion :**

Les articles 7.4.3 et 7.7.2 sont vérifiés pour les voiles ayant une épaisseur de 45 cm et pour une contrainte caractéristique en compression du béton $f_{c28} = 50MPa$.

Ces résultats seront maintenus pour la suite de notre travail.

IV.3.5.4 Vérification de la flèche des poutres :

Selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 : La flèche totale f doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

Les flèches sont obtenues par logiciel ETABS.

Et comme la portée est supérieure à 5m :

Pour les poutres en y-y : $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5(cm) = \frac{1180}{1000} + 0.5 = 1.68 cm$.

Pour les poutres en x-x : $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5(cm) = \frac{800}{1000} + 0.5 = 1.3 cm$.

Tableau IV.8: Vérification de la flèche des poutres.

Sens	Poutre	$f(cm)$	$f \leq f_{adm}$
Y-Y	80-30	2.85	Non Vérifiée
X-X	60-30	1.65	Non Vérifiée

- **Note :**

D'autres simulations ont été faites en augmentant uniquement la section des poutres longitudinales (x-x) et les poutres les plus sollicitées. Cependant, en raison de grandes travées de 8m et 11.8 m, la vérification de la flèche n'était toujours pas satisfaite. la solution optimale adoptée a finalement consiste à introduire des poutres longitudinales (x-x) de 70×30 cm, et des poutres transversales (y-y) intermédiaires, de section en T (**Figure IV.11**), associées à des poutres périphériques de 80×30 cm. Ce choix se justifie par l'inertie la plus importante des poutres en T par rapport aux poutres rectangulaires.

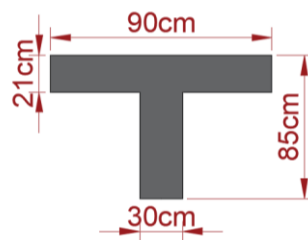


Figure IV.11: Dimensions de la poutre en T.

IV.3.5.5 Caractéristiques de la structure :

- **L'excentricité théorique :**

L'approche du comportement d'une structure repose sur la localisation du centre des masses, où s'applique les forces d'inertie, et le centre de rigidité.

Lorsque le centre des masses et le centre de rigidité ne coïncide pas, l'excentricité entre eux engendre un couple qui combine un déplacement global de translation et un effet de torsion.

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, elle est donnée par les deux formules suivantes :

- $ex_0 (m) = XCM - XCR.$
- $ey_0 (m) = YCM - YCR.$

Tableau IV.9: Excentricité théorique dans les directions (x-x) et (y-y).

STORY	Centre de masse		Centre de rigidité		$ex_0 (m)$	$ey_0 (m)$
	XCM	YCM	XCR	YCR		
Story1	27.8638	15.0852	28.0094	15.062	-0.1456	0.0232
Story2	27.8041	15.0503	28.0177	15.0574	-0.2136	-0.0071
Story3	28.0061	15.0263	28.0231	15.0565	-0.017	-0.0302
Story4	28.0061	15.0263	28.0277	15.0563	-0.0216	-0.03
Story5	28.0061	15.0263	28.0313	15.0562	-0.0252	-0.0299
Story6	28.0061	15.0263	28.0339	15.0562	-0.0278	-0.0299
Story7	28.0061	15.0263	28.0359	15.0562	-0.0298	-0.0299
Story8	28.0061	15.0262	28.0374	15.0563	-0.0313	-0.0301
Story9	28.0032	15.0207	28.0381	15.0563	-0.0349	-0.0356

- **L'excentricité accidentelle :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA2024 : Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $(\pm 0.05L)$, L étant la dimension du plancher perpendiculairement à la direction de l'action sismique, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- $ex_{accidentelle} (m) = \pm 5\% L_x$
 - $ey_{accidentelle} (m) = \pm 5\% L_y$
- Avec : $L_x = 56 m$ et $L_y = 27.6 m.$

Alors l'excentricité totale devient :

- $ex_{totale}(m) = ex_0 \pm ex_{acc}$.
- $ey_{totale}(m) = ey_0 \pm ey_{acc}$.

Tableau IV.10: Excentricités de calcul dans les directions (x-x) et (y-y).

STORY	$ex_{acc}(m)$	$ey_{acc}(m)$	$ex_0 + ex_{acc}(m)$	$ey_0 + ey_{acc}(m)$	$ex_0 - ex_{acc}(m)$	$ey_0 - ey_{acc}(m)$
Story1	2.8	1.38	2.6544	1.4032	-2.9456	-1.3568
Story2	2.8	1.38	2.5864	1.3729	-3.0136	-1.3871
Story3	2.8	1.38	2.783	1.3498	-2.817	-1.4102
Story4	2.8	1.38	2.7784	1.35	-2.8216	-1.41
Story5	2.8	1.38	2.7748	1.3501	-2.8252	-1.4099
Story6	2.8	1.38	2.7722	1.3501	-2.8278	-1.4099
Story7	2.8	1.38	2.7702	1.3501	-2.8298	-1.4099
Story8	2.8	1.38	2.7687	1.3499	-2.8313	-1.4101
Story9	2.8	1.38	2.7651	1.3444	-2.8349	-1.4156

IV.4 ETUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE RETENUE :

IV.4.1 Méthode statique équivalente :

IV.4.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.1.2 de RPA2024 : la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et a 32m zones (IV, V et VI) ;
- Dans le cas de bâtiments présentant certaines irrégularités, l'utilisation de cette méthode reste possible sous réserve du respect de ces mêmes limitations de hauteur et de la satisfaction des conditions complémentaires spécifiées dans le tableau 4.1 du RPA2024.

Pour notre cas :

- Le bâtiment présente une configuration régulière en plan et irrégulière en élévation.
- La hauteur du bâtiment $H = 31.26\text{ m} \leq 32\text{ m}$ (ZONE VI)

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas, néanmoins, elle est exigée pour la vérification de l'effort tranchant à la base de l'article 4.3.5 du RPA2024.

Pour la vérification de l'effort tranchant total à la base, nous avons alors utilisé la méthode dynamique spectrale qui fait appel du spectre de réponse défini par le RPA2024.

IV.4.1.2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure, selon la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{Sad(T)}{g} W \quad (\text{Art. 4.2.3. RPA2024})$$

Avec :

$\frac{Sad(T_0)}{g}$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

λ : Coefficient de correction :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux,} \\ 1 & \text{autrement,} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i » : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Où :

$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure ;

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

ψ : Coefficient d'accompagnement.

- **Spectre de calcul horizontal :**

Selon l'article 3.3.3 du RPA2024 : L'action sismique horizontale est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{Sad(T_0)}{g} = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{Sad(T_0)}{g}$: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g ;

A : coefficient d'accélération de calcul ;

I : coefficient d'importance ;

S : coefficient de site ;

Q_F : facteur de qualité ;

R : coefficient de comportement de la structure ;

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectrale constant.

IV.4.1.3 Détermination des paramètres sismiques :

- **Coefficient d'accélération A :**

Le tableau 3.3 de l'article 3.3 du RPA 2024, définit le coefficient d'accélération de référence de zone A :

Tableau IV.11: Coefficient d'accélération de la zone.

Zone	A
VI (sismicité élevée)	0.3

- **Classification du site S :**

Les paramètres S ; T_1 ; T_2 ; T_3 : sont données dans par le tableau 3.4 du RPA 2024, Pour un spectre du type 1 (zone VI), Catégorie **S3 : site meuble**.

Tableau IV.12: Les paramètres du site pour le spectre de calcul.

Site	S	$T_1(s)$	$T_2(s)$	$T_3(s)$
S3	1.3	0.15	0.6	2

- **Classification des bâtiments selon leur importance :**

Selon l'article 3.4 du RPA2024 : notre bâtiment est un grand hôtel qui peut accueillir simultanément plus de 300 personnes donc il est classé de groupe **1B** : Bâtiments de **grande importance**.

Donc la valeur du coefficient d'importance d'après le tableau 3.11 du RPA2024 est :

Tableau IV.13: Valeur du coefficient d'importance.

Groupe	I
1B	1.2

• Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes de contreventement se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement global R.

La classification des systèmes de contreventement est faite en tenant compte de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

➤ La résistance à l'effort tranchant des voiles à la base :

Tableau IV.14: Distribution de l'effort tranchant à la base.

Effort tranchant	Suivant X	Suivant Y
V (totale) (KN)	36906.8131	36166.4910
V (voiles) (KN)	35507.4765	34813.3066
Pourcentage del'effort des voiles (%)	96.208	96.258

Selon l'article 3.5 du RPA2024 : Il s'agit d'une structure en béton armé dont le système de contreventement **est constitué par des voiles**, assurant principalement la résistance aux charges verticales et latérales. **Plus de 65 %** de la résistance au cisaillement à la base du bâtiment est reprise par ces voiles.

➤ Vérification du système à ossature à noyau ou à effet noyau :

Pour déterminer le coefficient de comportement de la structure, il est nécessaire de vérifier la condition de l'article 3.5 du RPA 2024, relative aux systèmes à ossature noyau ou influencés par un effet noyau.

Un système à contreventement mixte ou système de voiles, est considéré comme un système à ossature à noyau ou à effet noyau, lorsque la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et :

$$\begin{cases} r_x \leq l_s \\ \text{et} \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

Avec :

r_x : Le rayon de torsion suivant x ;

r_y : Le rayon de torsion suivant y ;

l_s : Le rayon de giration massique en plan.

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum (x_i^2 I_{xi} + y_i^2 I_{yi})}{\sum I_{xi}}} ; \quad r_y = \sqrt{\frac{\sum (x_i^2 I_{xi} + y_i^2 I_{yi})}{\sum I_{yi}}} ; \quad l_s = \sqrt{\frac{\sum m_j (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}}$$

Où :

$\sum I_{xi}$ et $\sum I_{yi}$: Raideurs de translation ;

$\sum (x_i^2 I_{xi} + y_i^2 I_{yi})$: Raideurs de torsion.

• **Niveau RDC :**

Suivant X-X :

Tableau IV.15: Raideurs de translation du niveau RDC dans le sens X-X.

Voiles et Poteaux	$I_{xi}(\text{KN/m})$	$x_i(\text{m})$
file A	21.6	28
file C	8.0192	20
file E	8.0192	12
file G	8.0192	4
file I	8.0192	4
file K	8.0192	12
file M	8.0192	20
file O	21.6	28
$\sum I_{xi}$	91.3152	
$\sum (x_i^2 I_{xi})$	42850.304	

Suivant Y-Y :

Tableau IV.16: Raideurs de translation du niveau RDC dans le sens Y-Y.

Voiles et Poteaux	$I_{yi}(\text{KN/m})$	$y_i(\text{m})$
File 2	2.4576	13.8
File 3	51.3439	5.8
File 4	51.3439	5.8
File 5	2.4576	13.8
$\sum I_{yi}$	107.603	
$\sum (y_i^2 I_{yi})$	4390.4685	

$$l_s = \sqrt{\frac{(56^2 + 27.6^2)}{12}} = 18.023 \text{ m.}$$

Tableau IV.17: Vérification du système à effet noyau.

Niveau	$r_x(m)$	$r_y(m)$	$l_s(m)$	Vérification
RDC	22.745	20.953	18.023	Non Vérifiée
Etages courants	22.863	21.001	18.0226	Non Vérifiée

Alors notre structure ne développe pas d'effet noyau.

• **Coefficient de comportant global R de la structure :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en article 3.6 du RPA2024. Pour notre structure :

Système de contreventement constitué par des voiles : **$R = 4.5^{(b)}$** avec catégorie (b).

• **Classification du bâtiment selon la configuration :**

Selon l'article 7.1 du RPA2024 : Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères qui suit :

a. **Régularité en plan :**

D'après l'article 3.7.2 du RPA2024 : Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

a1) Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses....**Vérifiée.**

a2) A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales e_{0x} et e_{0y} doivent vérifier les deux conditions suivantes:

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.30r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} e_{0y} \leq 0.30r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

Avec :

e_{0x} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité ;

e_{0y} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité.

Tableau IV.18: Vérification du critère a2 de la régularité en plan.

Story	$e_{0x}(m)$	$e_{0y}(m)$	$0.30r_x(m)$	$0.30r_y(m)$	$e_{0x} \leq 0.3r_x$	$e_{0y} \leq 0.3r_y$
Story1	0.1456	0.0232	6.8235	6.2859	Vérifiée	Vérifiée
Story2	0.2136	0.0071	6.8589	6.3003	Vérifiée	Vérifiée
Story3	0.017	0.0302	6.8589	6.3003	Vérifiée	Vérifiée
Story4	0.0216	0.03	6.8589	6.3003	Vérifiée	Vérifiée
Story5	0.0252	0.0299	6.8589	6.3003	Vérifiée	Vérifiée
Story6	0.0278	0.0299	6.8589	6.3003	Vérifiée	Vérifiée
Story7	0.0298	0.0299	6.8589	6.3003	Vérifiée	Vérifiée
Story8	0.0313	0.0301	6.8589	6.3003	Vérifiée	Vérifiée
Story9	0.0349	0.0356	6.8589	6.3003	Vérifiée	Vérifiée

a3) La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4 : $\frac{56}{27.6} = 2.03 \leq 4$**Vérifiée.**

a4) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan....**Vérifiée.**

- Tous les critères de la régularité en plan (a1 à a4) sont respectés, donc notre structure sera classée comme **régulière en plan.**
- b. **Régularité en élévation :**

D'après l'article 3.7.3 du RPA2024 : Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait,

b3) Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul. La condition s'écrit : $0.75 \leq R_i = \frac{M_i}{K_i} \leq 1.25$.

Suivant l'axe X-X :

Tableau IV.19: Vérification du critère b3 de la régularité en élévation pour la direction X-X.

STORY	Masse (KN)	$K_{ix}(KN/m)$	$R_{ix}(m)$	R_i/R_{i-1}
9	16041.91718	104683384	0.00015324	0.945
8	16966.82311	104683384	0.00016208	0.996
7	17028.44197	104683384	0.00016267	1
6	17028.44197	104683384	0.00016267	1
5	17028.44197	104683384	0.00016267	1
4	17028.44197	104683384	0.00016267	1
3	17028.44197	104683384	0.00016267	0.915
2	18600.12837	104683384	0.00017768	0.589
1	22461.25784	74515361.3	0.00030143	/

Suivant l'axe Y-Y :

Tableau IV.20: Vérification du critère b3 de la régularité en élévation pour la direction Y-Y.

STORY	Masse (KN)	$K_{iy}(KN/m)$	$R_{iy}(m)$	R_i/R_{i-1}
9	16041.9172	88357216.1	0.00018156	0.945
8	16966.8231	88357216.1	0.00019203	0.996
7	17028.442	88357216.1	0.00019272	1
6	17028.442	88357216.1	0.00019272	1
5	17028.442	88357216.1	0.00019272	1
4	17028.442	88357216.1	0.00019272	1
3	17028.442	88357216.1	0.00019272	0.915
2	18600.1284	88357216.1	0.00021051	0.593
1	22461.2578	63300051.2	0.00035484	/

- L'article **b3** n'est pas vérifié entre le deuxième et le premier niveau dans les deux directions, donc la structure **n'est pas régulière en élévation**.

- **Facteur de qualité Q :**

Selon l'article 3.8 du RPA2024 : La valeur du facteur de qualité, Q_F , Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

P_q : La pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le tableau (3.19) RPA2024 ;

i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Pondérations de la catégorie (b) :

- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.
- Redondance en plan : Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements (4) et (5).

Tableau IV.21: Facteur de qualité.

Critère	P_q	
	Selon X	Selon Y
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0.2	0.2
Facteur de qualité	$Q_{FX}=1.2$	$Q_{FY}=1.2$

- **Coefficient d'accompagnement ψ :**

Pour la charge d'exploitation Q Selon l'article 4.2.3 du RPA 2024, (tableau 4.2), la valeur de Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q est égale à :

$$\psi = 0.3.$$

- **Pourcentage d'amortissement critique ξ :**

ξ (%) est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages ; donné par le tableau 3.6 du **RPA2024**.

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE

Dans notre cas la structure est contreventée par voiles associées à des portiques en béton armé donc : $\xi = 10\%$

- Coefficient de correction d'amortissement visqueux " η " :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$
$$\eta = 0.764 \geq 0.7$$

- Estimation de la période fondamentale de la structure T :

La période fondamentale définie par la méthode numérique :

Selon x : $T_x = 0.59$ s

Selon y : $T_y = 0.605$ s

La période fondamentale définie par la méthode empirique :

$$T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{3/4} \quad (\text{Art.4.2.4 du RPA 2024})$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, $h_N = 31.26$ m ;

C_T : Coefficient, en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Selon le tableau 4.6 de RPA 2024 : $C_T = 0.05$.

Donc : $T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (31.26)^{3/4} = 0.661$ s

Tableau IV.22: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.

Période numérique (ETABS)	$1.3T_{\text{empirique}}$ (s)	$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{emp}}$	Période à utiliser
$T_x = 0.59$ s	0.859	Vérifiée	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_y = 0.605$ s	0.859	Vérifiée	$T_0 = T_{\text{calcul}}$

- Calcul du spectre :

Suivant X-X On a :

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \leq T_0 = 0.59 \text{ s} \leq T_2 = 0.6 \text{ s}$$

$$\frac{S_{ad}(T_0)}{g} = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] = 0.3 \times 1.20 \times 1.30. \left[2.5 \times \frac{1.2}{4.5} \right] = \mathbf{0.312}.$$

Suivant Y-Y On a :

$$T_2 = 0.6s \leq T = 0.605s \leq T_3 = 2.00s$$

$$\frac{S_{ad}(T_0)}{g} = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0.3 \times 1.20 \times 1.30. \left[2.5 \times \frac{1.2}{4.5} \right] \cdot \left[\frac{0.6}{0.605} \right] = \mathbf{0.309}.$$

- **Coefficient de correction :**

On a : $T_0 \leq (2T_2)$ et notre bâtiment à plus de 2 niveaux donc :

$$\lambda = 0.85$$

- **Le poids total de la structure W :**

Le poids total de la structure est déterminé par le logiciel **ETABS** sous la combinaison suivante : $W = G + 0.3Q$;

$$W = 159212.336 \text{ KN}.$$

Alors la force sismique totale par la méthode statique équivalente est égale à :

$$\text{Selon X-X : } V_X = \lambda \frac{S_{ad}(T_0)}{g} \cdot W = 0.85 \times 0.312 \times 159212.336 = 42223.112 \text{ KN}$$

$$\text{Selon Y-Y : } V_Y = \lambda \frac{S_{ad}(T_0)}{g} \cdot W = 0.85 \times 0.309 \times 159212.336 = 41817.120 \text{ KN}$$

IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Tableau IV.23: Paramètres du spectre.

La zone sismique	VI
Le groupe d'usage	1B
La catégorie de site	S3
Le facteur de qualité	$Q_F = 1.20$
Le coefficient de comportement	4.5

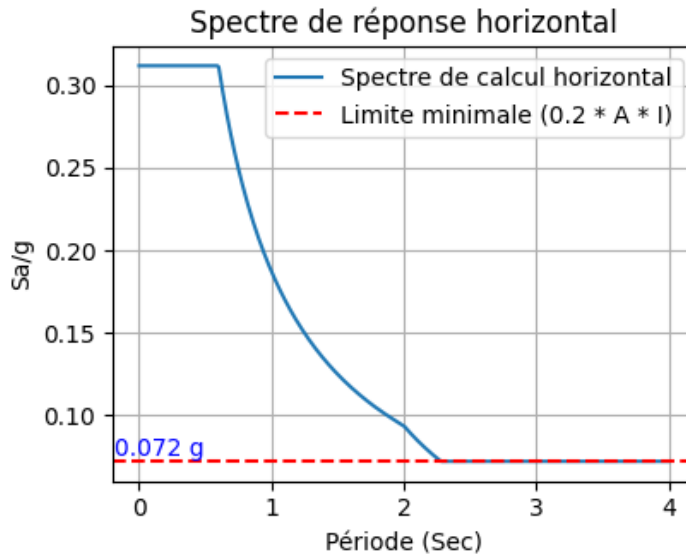


Figure IV.12: Spectre de réponse.

IV.4.2.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.5 du **RPA 2024**, la résultante des forces sismiques à la base V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques V , déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.24: Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	Vstatique(KN)	0.8Vstatique (KN)	Vdynamique(KN)	$V_{dyn} \geq 0.8V$
Sens x	42223.112	33778.489	36907.1705	Vérifiée
Sens y	41817.120	33453.696	36166.7934	Vérifiée

IV.4.2.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Avant de calculer le ferraillage, il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 2024 (Article 7.4.3 et 7.7.2), dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme.

- **Poteaux :**

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35 \quad (\text{Art 7.4.3 RPA 2024})$$

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE

N_d : Désigne l'effort normal de calcul en compression sous sollicitations sismiques, s'exerçant sur la section du poteau, et obtenu par le logiciel ETABS.

B_c : Section brute du poteau

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 50 \text{ MPa}$.

Tableau IV.25: Vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les poteaux.

POTEAU	Dimensions (cm^2)	Combinaison	$N_d \text{ max (KN)}$	ν	$\nu \leq 0.35$
C1(story 1)	80×80	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-5127.375415	0.16	OUI
C1(story 2)	60×60	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-4429.896459	0.25	OUI

• VOILES :

L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.4 \quad (\text{Art 7.7.2 RPA 2024})$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul en compression maximum sous sollicitations sismiques s'exerçant sur la base, et obtenu par le logiciel ETABS.

B_c : Section brute du voile.

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 50 \text{ MPa}$.

Tableau IV.26: Vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Voile	Dimensions (m^2)	Combinaison	$N_d \text{ max (KN)}$	ν	$\nu \leq 0.4$
VL3CD 605	6.05×0.45	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-38487.95869	0.282	OUI
VTM34 400	4×0.45	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	-34796.07768	0.387	NON

IV.4.3 Justification de la sécurité :

IV.4.3.1 Vérification des déplacements :

Selon l'article 4.5.2 du RPA 2024, Le déplacement horizontal, à chaque niveau « k », de la structure est calculé selon la formule suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques ;

R : Coefficient de comportement ;

Q_F : Coefficient de qualité.

Donc : $\delta_k = 3.75\delta_{ek}$

- **Justification de non-effondrement :**

La structure doit être conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques de calcul, sans effondrement local ou global, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'évènement sismique.

Selon l'article 5.10.1 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$ tel que :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

Dans notre cas, le type de la structure est un bâtiment en béton armé, alors d'après le tableau 5.2 du RPA 2024, la valeur limite des déplacements inter-étages est :

$$\overline{\Delta_k} = 0.015h_k$$

Avec :

h_k : est la hauteur du niveau « k » ;

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

Suivant l'axe X-X :

Tableau IV.27: Justification de non-effondrement suivant X-X.

Story	$U_X(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$h_k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
9	0.0388	0.14545	0.01718	3.3	0.0495	Vérifiée
8	0.0342	0.12827	0.01805	3.3	0.0495	Vérifiée
7	0.02939	0.11022	0.01869	3.3	0.0495	Vérifiée
6	0.02440	0.09153	0.01895	3.3	0.0495	Vérifiée
5	0.01935	0.07257	0.01862	3.3	0.0495	Vérifiée
4	0.01438	0.05395	0.01751	3.3	0.0495	Vérifiée
3	0.00971	0.03643	0.01545	3.3	0.0495	Vérifiée
2	0.00559	0.02097	0.01353	3.74	0.0561	Vérifiée
1	0.00198	0.00744	0.00744	4.42	0.0663	Vérifiée

Suivant l'axe Y-Y :

Tableau IV.28: Justification de non-effondrement suivant Y-Y.

Story	$U_Y(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$h_k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
9	0.04095	0.15357	0.01957	3.3	0.0495	Vérifiée
8	0.03573	0.13400	0.02011	3.3	0.0495	Vérifiée
7	0.03037	0.11389	0.02039	3.3	0.0495	Vérifiée
6	0.02493	0.09350	0.02024	3.3	0.0495	Vérifiée
5	0.01954	0.07326	0.01948	3.3	0.0495	Vérifiée
4	0.01434	0.05378	0.01796	3.3	0.0495	Vérifiée
3	0.00955	0.03582	0.01551	3.3	0.0495	Vérifiée
2	0.00542	0.02031	0.01333	3.74	0.0561	Vérifiée
1	0.00186	0.00699	0.00699	4.42	0.0663	Vérifiée

- Justification de limitation des dommages :**

La structure doit être aussi conçue et construite de manière à ce que n'apparaissent pas des dommages induisant des limitations d'exploitation, sous l'effet de l'action sismique associée aux séismes ayant des périodes de retour moindres. Plus fréquents que ceux pris pour la condition de non-effondrement. Selon l'article 5.10.2 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser la limite suivante (pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes) :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.005 h_k$$

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE

Où : v_A : Coefficient réducteur, il est pris égale à 0,5.

Suivant l'axe X-X :

Tableau IV.29: Justification de limitation des dommages suivant X-X.

Story	h_k (m)	$0.005h_k$	$0.5\Delta_k$	$0.5 \Delta_k \leq 0.005h_k$
9	3.3	0.0165	0.00859	Vérifiée
8	3.3	0.0165	0.00903	Vérifiée
7	3.3	0.0165	0.00934	Vérifiée
6	3.3	0.0165	0.00948	Vérifiée
5	3.3	0.0165	0.00931	Vérifiée
4	3.3	0.0165	0.00876	Vérifiée
3	3.3	0.0165	0.00773	Vérifiée
2	3.74	0.0187	0.00677	Vérifiée
1	4.42	0.0221	0.00372	Vérifiée

Suivant l'axe Y-Y :

Tableau IV.30: Justification de limitation des dommages suivant Y-Y.

Story	h_k (m)	$0.005h_k$	$0.5\Delta_k$	$0.5 \Delta_k \leq 0.005h_k$
9	3.3	0.0165	0.00979	Vérifiée
8	3.3	0.0165	0.01005	Vérifiée
7	3.3	0.0165	0.01019	Vérifiée
6	3.3	0.0165	0.01012	Vérifiée
5	3.3	0.0165	0.00974	Vérifiée
4	3.3	0.0165	0.00898	Vérifiée
3	3.3	0.0165	0.00775	Vérifiée
2	3.74	0.0187	0.00666	Vérifiée
1	4.42	0.0221	0.00349	Vérifiée

IV.4.3.2 Vérification de l'effet P- Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition 5.10 de l'article 5.9 du RPA 2024 est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k» ;

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1 » ;

h_k : hauteur de l'étage «k» ;

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

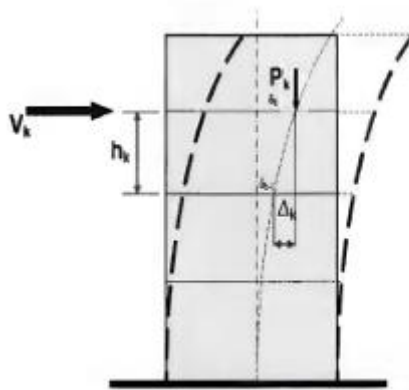


Figure IV.13: Schéma explicatif de l'effet P-Δ.

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE

Suivant l'axe X-X :

Tableau IV.31: Vérification de l'effet P- Δ suivant X-X.

story	$P_k (KN)$	$h_k (m)$	$\Delta_k(m)$	$V_X(KN)$	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
9	16041.917	3.300	0.017	8345.085	0.010	Vérifiée
8	33008.740	3.300	0.018	15225.449	0.012	Vérifiée
7	50037.182	3.300	0.019	20802.243	0.014	Vérifiée
6	67065.624	3.300	0.019	25369.506	0.015	Vérifiée
5	84094.066	3.300	0.019	29096.947	0.016	Vérifiée
4	101122.508	3.300	0.018	32071.466	0.017	Vérifiée
3	118150.950	3.300	0.015	34324.972	0.016	Vérifiée
2	136751.079	3.740	0.014	35971.917	0.014	Vérifiée
1	159212.336	4.420	0.007	36907.171	0.007	Vérifiée

Suivant l'axe Y-Y :

Tableau IV.32: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y.

Story	$P_k (KN)$	$h_k (m)$	$\Delta_k(m)$	$V_Y(KN)$	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
9	16041.917	3.300	0.020	8393.429	0.011	Vérifiée
8	33008.740	3.300	0.020	15191.463	0.013	Vérifiée
7	50037.182	3.300	0.020	20635.525	0.015	Vérifiée
6	67065.624	3.300	0.020	25047.645	0.016	Vérifiée
5	84094.066	3.300	0.019	28630.522	0.017	Vérifiée
4	101122.508	3.300	0.018	31492.257	0.017	Vérifiée
3	118150.950	3.300	0.016	33669.729	0.016	Vérifiée
2	136751.079	3.740	0.013	35265.951	0.014	Vérifiée
1	159212.336	4.420	0.007	36166.793	0.007	Vérifiée

La valeur de θ_k est inférieure à 0.1, alors l'effet P- Δ est négligé.

IV.4.3.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon l'article 5.5 du RPA2024 : La vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1.3$$

Avec :

$$M_{renversement} = \sum V_k \times h_k ;$$

$$M_{stabilisant} = L_i \times W ;$$

Où :

L_i : Coordonnées du centre de gravité de la structure.

Suivant l'axe X-X :

Tableau IV.33: Calcul du moment renversant suivant l'axe X-X.

Story	h_k (m)	$V_x(KN)$	$M_{renversement}$
9	3.3	8345.0851	27538.7808
8	3.3	15225.4487	50243.9807
7	3.3	20802.2429	68647.4016
6	3.3	25369.5057	83719.3688
5	3.3	29096.9473	96019.9261
4	3.3	32071.4658	105835.837
3	3.3	34324.9716	113272.406
2	3.74	35971.9171	134534.97
1	4.42	36907.1705	163129.694
TOTAL			842942.365

Suivant l'axe Y-Y :

Tableau IV.34: Calcul du moment renversant suivant l'axe Y-Y.

Story	h_k (m)	V_Y (KN)	$M_{renversement}$
9	3.3	8393.4286	27698.31438
8	3.3	15191.4633	50131.82889
7	3.3	20635.5248	68097.23184
6	3.3	25047.6452	82657.22916
5	3.3	28630.522	94480.7226
4	3.3	31492.2572	103924.4488
3	3.3	33669.7292	111110.1064
2	3.74	35265.9512	131894.6575
1	4.42	36166.7934	159857.2268
TOTAL			829851.7663

Tableau IV.35: Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	W (KN)	Li(m)	M_{stabil} (KN.m)	M_{renv} (KN.m)	$\frac{M_{stabil}}{M_{renv}}$	$\frac{M_{stabil}}{M_{renv}} \geq 1.3$
X-X	159212.3362	28	4457945.413	842942.365	5.289	Vérifiée
Y-Y	159212.3362	13.8	2197130.239	829851.7663	2.648	Vérifiée

IV.5 CONCLUSION :

Dans ce chapitre plusieurs variantes structurales ont été proposés et analysées afin d'obtenir la solution la plus appropriée pour le projet.

La variante retenue a ensuite fait l'objet d'une étude sismique conformément aux exigences des règles parasismiques algériennes **RPA2024**, afin d'évaluer le comportement global de la structure.

CHAPITRE IV : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ANALYSE SISMIQUE

Les vérifications effectuées ont montré que l'ensemble des critères exigés par le RPA2024 sont vérifiés, confirmant le bon comportement global de la structure, et permettant pour la suite de calculer le ferrailage des éléments structuraux qui fera l'objet du chapitre suivant.



CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



V.1 INTRODUCTION :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferraillements. Il s'effectuera selon les règles du **BAEL 99**, **CBA.93** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 2024). Les objectifs du ferraillement sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la **résistance**, la **ductilité**, et la **stabilité** des éléments constructifs de notre ouvrage.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poutres.
- Poteaux.
- Voiles.

V.2 ÉTUDE DES POUTRES :

Les poutres sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le **moment** fléchissant détermine le dimensionnement des armatures **longitudinales**, tandis que l'**effort tranchant** conditionne celui des armatures **transversales**. Le ferraillement des poutres est donné par l'organigramme de la **flexion simple**.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le CBA93 ainsi que par le RPA 2024 et sont :

Selon le CBA 93 Situation durable :

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

Selon le RPA2024 (situation accidentelle) :

Composantes horizontales de l'action sismique :

- $G + \psi Q + E1$
- $G + \psi Q + E2$

Avec :

- $E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$
- $E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$

CHAPITRES V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Et : $\psi = 0.3$

On distingue trois types de poutres :

- Poutres longitudinales d'une section $(70 \times 30) \text{ cm}^2$.
- Poutres transversales périphériques d'une section $(80 \times 30) \text{ cm}^2$.
- Poutres intermédiaires d'une section en T ($b=90 \text{ cm}$; $b_0=30 \text{ cm}$; $h=85 \text{ cm}$).

La figure (V.1) montre le repérage des poutres.

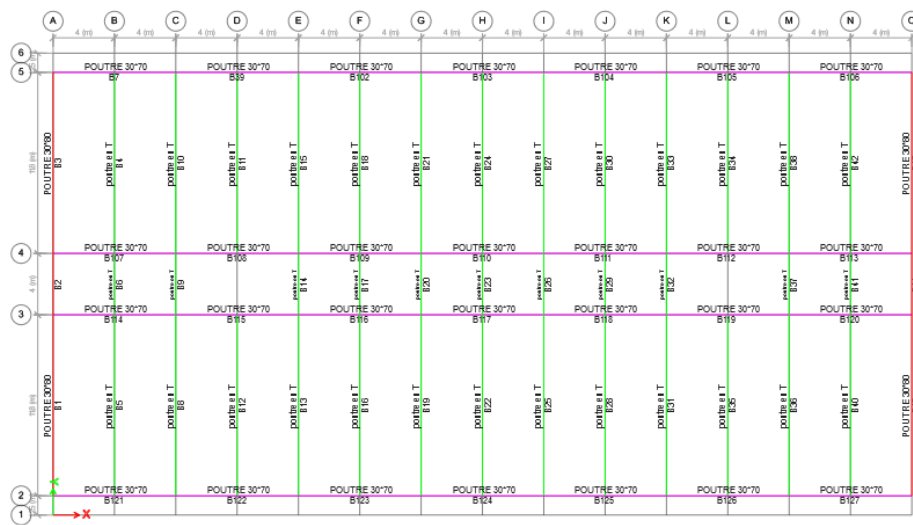


Figure V.1: Vue en plan du repérage des poutres.

Le **tableau (V.1)** résume les données de calcul.

Tableau V.1: Données de calcul.

Situation	Durable	Accidentelle
f_{c28}	50 MPa	50 MPa
f_{t28}	3.6 MPa	3.6 MPa
f_e	500 MPa	500 MPa
γ_b	1.5	1.2
f_{bu}	28.33 MPa	41.667 MPa
γ_s	1.15	1
f_{su}	435	500

V.2.1 Exigences de ductilité pour la zone critique :

Selon l'article 7.5.2 du **RPA 2024**, les zones d'une poutre qui s'étendent depuis la section transversale d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ainsi que de part et d'autre de toute autre section transversale susceptible de plastification dans la situation sismique de calcul, sur une distance, doivent être considérées comme des zones critiques.

Où :

$$l_{cr} = 1.5h$$

Avec : h est la hauteur de la poutre.

Tableau V.2: Longueurs critiques des poutres.

Poutre	Hauteur (cm)	Longueur critique (cm)
Poutre longitudinale	70	105
Poutre transversale (de rive)	80	120
Poutre en T (intermédiaire)	85	127.5

V.2.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par logiciel SOCOTEC, prenant les sollicitations les plus défavorables.

V.2.2.1 Conditions imposées pour la section d'armature :

Selon l'article 7.5.2 du **RPA 2024**, les sections des armatures longitudinales doivent vérifier les conditions suivantes :

- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.
- La longueur minimale de recouvrement des barres longitudinales, de diamètre $\varnothing l$, est de $(60\varnothing l)$ en zones VI.

V.2.2.2 Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1 /BAEL 91)

Section rectangulaire : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\text{Section en T : } A_{min} = \begin{cases} \frac{I_b \cdot f_{t28}}{0.81 \cdot h \cdot \dot{v} \cdot f_e} = 4.83 \text{ cm}^4 & \text{Si } M_{ser} > 0; \\ \frac{I_b \cdot f_{t28}}{0.81 \cdot h \cdot v \cdot f_e} & \text{Si } M_{ser} \leq 0. \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_b = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - (b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0) v^2 = 0.0245 \text{ m}^4 \\ v = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2(b_0 h + (b - b_0) h_0)} = 0.319 \text{ m} \\ \dot{v} = h - v = 0.531 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

b : largeur de la poutre ;

d=0.9h : hauteur utile de la poutre.

- **Zone courante** : $A_{maxRPA} = 4\%$ de la section brute de la poutre.
- **Zone de recouvrement** : $A_{maxRPA} = 6\%$ de la section brute de la poutre.
- **La section minimale** : $A_{minRPA} = 0.5\%$ de la section brute de la poutre.

Tableau V.3: Sections minimales et maximales des poutres.

Sens	Poutre	$A_{min} (cm^2)$		$A_{max}(cm^2)$	
		RPA	CNF	Zone Courante	Zone Recouvrement
Y-Y	80×30	12	3.58	96	144
X-X	70×30	10.5	3.13	84	126
Y-Y	Poutre en T	19.05	4.83	152.4	228.6

V.2.2.3 Sollicitations de calcul :

Tableau V.4: Sollicitations extrêmes sur les poutres les plus défavorables.

Sens/section	Poutre		Combinaison	Moment (KN.m)	Vu (KN)
Y-Y 80×30	B3(story1)	Travée	ELU	151.888	248.853
	B3(story1)	Appui	ELU	-327.73	
	B3(story6)		G+0.3Q+0.3EX+EY	-1124.989	
X-X 70×30	B107(story9)	Travée	ELU	475.062	324.678
	B107(story1)	Appui	ELU	-585.14	
	B126(story4)		G+0.3Q+EX+0.3EY	-1737.467	
Y-Y Poutre en T	B10(story1)	Travée	ELU	564.35	479.116
	B30(story9)	Appui	ELU	-1105.997	
	B16(story9)		G+0.3Q+0.3EX+EY	-1276.095	

V.2.2.4 Armatures longitudinales des poutres les plus défavorables :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poutres les plus sollicitées, effectué par le logiciel SOCOTEC :

Tableau V.5: Armatures longitudinales des poutres plus défavorables.

Sens	Poutres		As calculée		Choix des barres	
			INF (cm^2)	SUP (cm^2)	Inferieur(cm^2)	Supérieur(cm^2)
Y-Y	80×30	Travée	4.67	0	6HA16=12.06	3HA20=9.42
		Appuis	0	33.09	3HA16=6.03	3HA25+6HA20=33.54
X-X	70×30	Travée	18.82	0	9HA16=18.09	3HA32=24.12
		Appuis	0	71.41	3HA16=6.03	9HA32=72.36
Y-Y	Poutre en T	Travée	16.31	0	6HA16+3HA14=16.68	3HA20=9.42
		Appuis (ELA)	0	32.56	3HA14=4.62	6HA20+3HA25=33.54
		Appuis (ELU)	0	32.55		

Note :

On remarque que la section d'acier en zone d'appuis, sous la combinaison de l'ELU est presque égale à celle obtenue sous la combinaison accidentelle. Cela s'explique par la grande portée : en situation accidentelle, le module de Young devient plus élevé, ce qui entraîne une diminution de la section d'acier requise.

V.2.2.5 Armatures transversales des poutres les plus défavorables :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \text{Min}(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10})$$

Selon l'article **A.5.1.2.2** de **BAEL91**, toute âme de poutre comporte une armature transversale composée d'aciers parallèles au plan moyen de l'âme et ancrés efficacement dans les deux membrures.

- L'espacement st des cours successifs d'armatures transversales d'âme :

$$St_1 = \text{Min} (0.9d, 40cm)$$

- Section minimale At des cours transversaux :

$$St_2 \leq \frac{A_t \times fe}{0.4b_0}$$

Selon l'article **A.5.1.2.3** de **BAEL91**, la justification vis-à-vis de l'état limite des armatures d'âme, s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment par la relation :

$$St_3 \geq \frac{0.9 \times fe \times At}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}$$

Avec :

$K = 1$: cas de flexion simple, sans reprise de bétonnage ou reprise avec indentation ≥ 5 mm

L'espacement en zone nodale

$$St \leq \text{Min} (St_1, St_2, St_3, 12\phi_l, 30, \frac{h}{4})$$

L'espacement en zone courante :

$$St \leq \text{Min} (St_1, St_2, 40, \frac{h}{2})$$

Selon l'article **7.5.2** du **RPA2024** :

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$At \geq 0.003 \times St \times b$$

CHAPITRES V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

Dans les zones critiques :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

h : hauteur de la poutre ;

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement -,

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- En dehors de la zone critique : $s' \leq h/2$

Avec : $s' = \min(h/4; 12\phi_l)$; Si les armatures comprimées sont nécessaires.

ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Tableau V.6: Armatures transversales des poutres les plus défavorables.

Poutre	ϕ_t (mm)	Choix des barres	At (cm ²)	Espacement (BAEL91) (cm)			Espacement (RPA) (cm)		S adopté (cm)	s' Adopté (cm)	At min (cm ²)
				S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	s	s'			
80×30	14	4HA14	6.16	40	257	111	10	20	10	20	0.9
70×30	14	4HA14	6.16	40	257	126	10	17.5	10	15	0.9
Poutre T	14	4HA14	6.16	40	257	80	8.4	21	8	15	0.72

V.2.3 Vérifications à ELU :**V.2.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton :**

Selon l'article A.5.1 du CBA93, les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. La justification d'une section concerne les armatures transversales de l'âme (A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3) ainsi que la contrainte du béton (A.5.1.2.1). Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Où :

b_0 : désigne la largeur de l'âme ;

V_u : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Selon l'article A.5.2.1.1 de CBA93, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable la contrainte τ_u doit être limitée à la valeur indiquée ci-dessus :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}(0.15f_{cj}; 4\text{MPa})$$

Tableau V.7: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Poutre	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
80-30	248.853	1.15	4	Vérifiée
70-30	324.678	1.72	4	Vérifiée
Poutre en T	479.116	2.087	4	Vérifiée

V.2.3.2 Vérification de la bielle comprimée : (BAEL91 : A.5.1) :

$$V_u < 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

Avec :

$a = h - 20 - c(mm)$, La profondeur de l'appui.

b_0 : largeur de l'âme de la poutre.

Tableau V.8: Vérification de la bielle comprimée.

Poutre	V_u (KN)	$0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$ (KN)	Condition
80-30	248.853	2242.8	Vérifiée
70-30	324.678	1842.3	Vérifiée
Poutre en T	479.116	2443.05	Vérifiée

V.2.3.3 Vérification des armatures inférieures d'appuis :

$$A_{\text{appuis}} \geq A_{\text{min}} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

Tableau V.9: Vérification des armatures inférieures d'appuis.

Poutre	V_u (KN)	$A_{\text{min}} (cm^2)$	$A_{\text{appuis}} (cm^2)$	$A_{\text{min}} < A_{\text{appuis}}$
80-30	248.853	5.72	33.54	Vérifiée
70-30	324.678	7.47	72.36	Vérifiée
Poutre en T	479.116	11.02	33.54	Vérifiée

V.2.3.4 Vérification de la contrainte d'adhérence :

D'après l'article A.6.1.1 du BAEL 91 ; La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \tau_{su}$$

Avec : $\sum u$: périmètre total des armatures longitudinales.

$$\tau_{su} = 0.6. \psi s^2 f_{c28}$$

Où :

ψs : Coefficient de scellement donné par le C.B.A 93, cas des armatures à haute résistance,
 $\psi s = 1,5(\text{HA})$

$$\tau_{su} = 4.6 \text{ MPa}$$

Tableau V.10: Vérification de la contrainte d'adhérence.

Poutre	V_u (KN)	$\sum u$ (cm)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{su}$
80-30	248.853	39.3	0.98	Vérifiée
70-30	324.678	75.398	0.759	Vérifiée
Poutre en T	479.116	62.2	1.12	Vérifiée

V.2.3.5 Vérification du plan d'attache table-âme :

La détermination de la contrainte tangente dans le plan de jonction vertical d'un hourdis (ou d'une table) et d'âme de poutre, doit vérifier :

$$\tau_{ul} = \frac{V_u}{0.9d} \frac{b - b_0}{2b \cdot h_0} \leq \overline{\tau_u}$$

Tableau V.11: Vérification du plan d'attache table-âme.

Poutre	V_u (KN)	τ_{ul}	$\overline{\tau_u}$	$\tau_{ul} \leq \overline{\tau_u}$
Poutre En T	479.116	1.17	4	Vérifiée

V.2.4 Vérification à l'ELS :

V.2.4.1 Vérification de la contrainte de compression :

La contrainte du béton se calcule par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

Avec :

X : Position de l'axe neutre.

I : Inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} X^3 - \frac{(b - b_0)(x - h_0)^3}{3} + nA'_s(X - c')^2 + nA_s(d - X)^2$$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} - \frac{(b-b_0)(X-h_0)^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Tableau V.12: Vérification de la contrainte de compression poutre.

Poutre		INF (cm ²)	SUP (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
80-30	Travée	12.06	9.42	21.22	603920.9	108.57	3.81	Vérifiée
	Appui	6.03	33.54	11.2	324491.07	-234.32	8.09	Vérifiée
70-30	Travée	18.09	24.12	19.9	674335.12	347.79	10.26	Vérifiée
	Appui	6.03	72.36	12.28	325615.62	-415.53	15.67	Vérifiée
Poutre en T	Travée	16.68	9.42	17.24	1058192.9	403.25	6.57	Vérifiée
	Appui	4.62	33.54	10.34	380950.9	-790.15	21.45	Vérifiée

V.2.4.2 Vérification de la flèche des poutres :

Selon l'article **B.6.5.3** du **BAEL91** : La flèche totale f doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

Les flèches sont obtenues par logiciel ETABS.

Et comme la portée est supérieure à $5m$:

Pour les poutres en y-y : $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5(cm) = \frac{1180}{1000} + 0.5 = 1.68 cm$

Pour les poutres en x-x : $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5(cm) = \frac{800}{1000} + 0.5 = 1.3 cm$

Tableau V.13: Vérification de la flèche des poutres.

Sens	Poutre	$f(cm)$	$f \leq f_{adm}$
Y-Y	80-30	0.11	Vérifiée
X-X	70-30	0.93	Vérifiée
Y-Y	Poutre en T	1.22	Vérifiée

Les figures (V.2), (V.3) et (V.4) montrent le choix des barres pour les poutres longitudinales (x-x) et les poutres transversales (y-y).

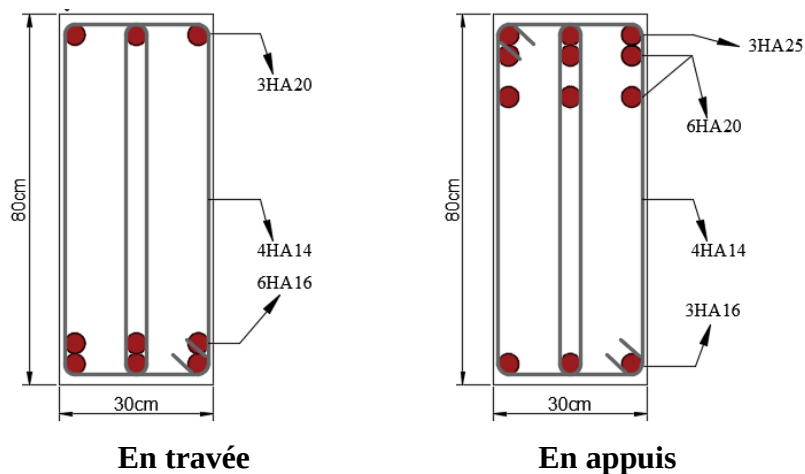


Figure V.2: Schéma du ferrailage des poutres transversales 80 x 30.

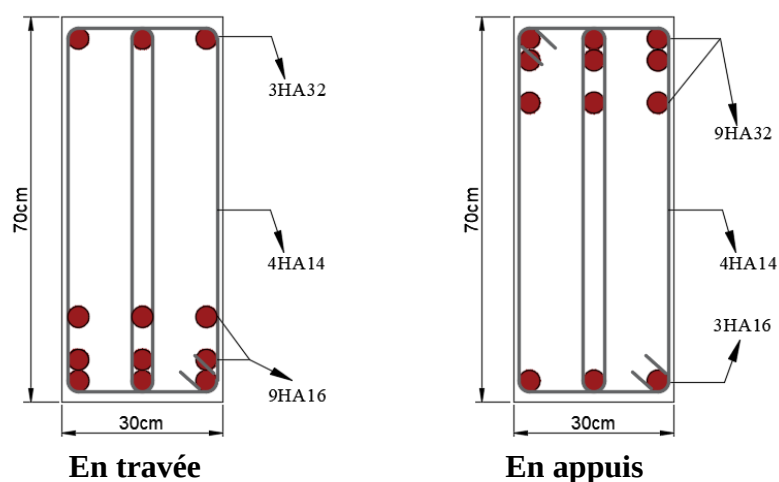


Figure V.3: Schéma du ferrailage des poutres longitudinales 70 x 30.

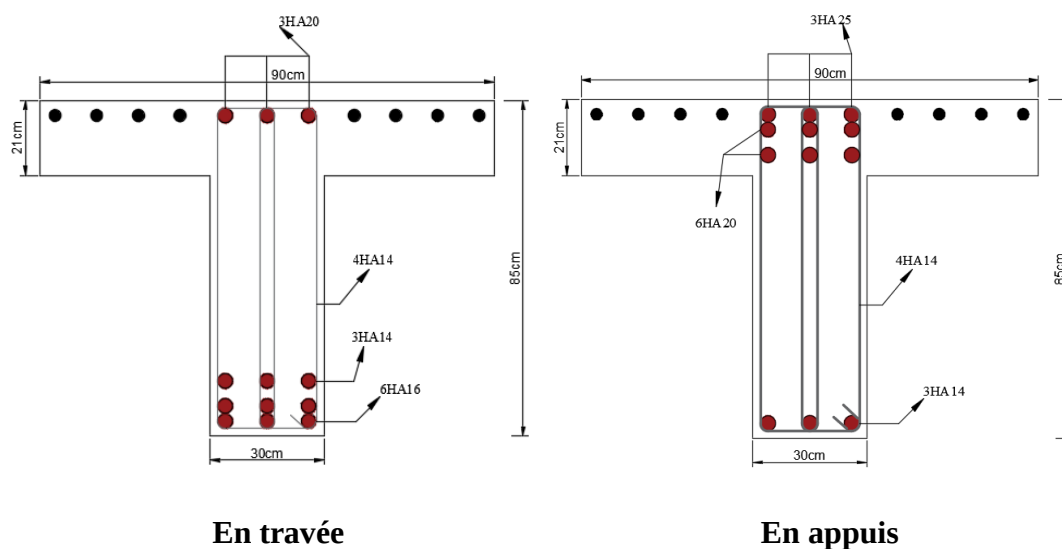


Figure V.4: Schéma du ferrailage des poutres transversales de section en T.

V.3 POTEAUX :

Les poteaux constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en **flexion composée**.

La figure (V.5) montre la disposition des poteaux.

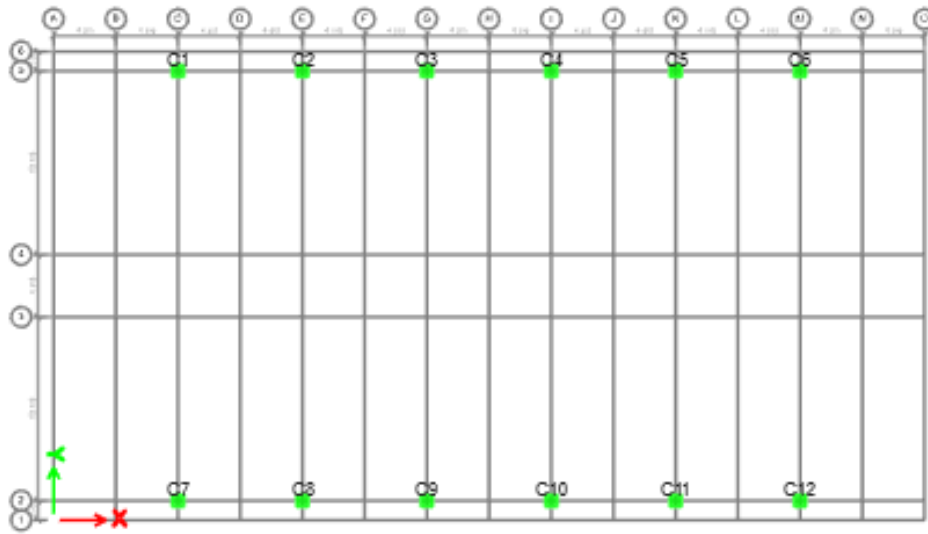


Figure V.5: Vue en plan du repérage des poteaux.

V.3.1 Exigences de ductilité pour la zone critique : (art .7.4.2 du RPA 2024)

Les zones s'étendant sur une distance, l_{cr} , à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques :

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, \frac{l_{cl}}{6}, 60cm)$$

h_c (En cm) : plus grande dimension de la section transversale du poteau

l_{cl} (En cm) : longueur libre du poteau

Si $\frac{l_{cl}}{h_c} < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

V.3.2 Recommandations exigées par l'article 7.4.2 du RPA 2024 :

V.3.2.1 Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Leur pourcentage minimal sera de : 1.0% en zone VI

Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante. 8% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de : $60\phi_l$ en zone VI.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 15 cm en zone VI.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V.3.2.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ dans la direction considérée} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

t : est l'espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} \left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 6\phi_l \right) \text{ en zone IV, V et VI}$$

Avec : b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement).

- **Dans la zone courante :**

$$t' \leq \text{Min} \left(\frac{b_c}{2}, \frac{h_c}{2}, 10\phi_l \right) \text{ en zone IV, V et VI.}$$

Où :

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau ;

CHAPITRES V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

b_c, h_c : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\left(\frac{A_t}{t.b_c}\right)$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 : \text{Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c}\right)$.

V.3.3 Calcul du ferrailage des poteaux :

V.3.3.1 Ferrailage longitudinal :

Le dimensionnement des armatures a été réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC, conformément aux exigences du BAEL91.

Le tableau (V.14) résumé les efforts des poteaux les plus sollicités :

Tableau V.14: Efforts dans les poteaux.

POTEAU (cm ²)		Combinaison	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
80×80	C10	ELU	$N_{max} = -6436.576$	$V_{corr} = -223.861$	$M_{corr} = -314.272$
	C6	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	$N_{min} = -3063.386$	$V_{corr} = 256.968$	$M_{corr} = 660.997$
	C1	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	$N_{corr} = -3112.639$	$V_{corr} = 267.187$	$M_{max} = 680.125$
60×60	C9(story2)	ELU	$N_{max} = -5477.14$	$V_{corr} = -158.916$	$M_{corr} = -325.719$
	C1(story9)	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	$N_{min} = -310.273$	$V_{corr} = 380.447$	$M_{corr} = 508.11$
	C1(story9)	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	$N_{corr} = -310.273$	$V_{corr} = 380.447$	$M_{max} = 508.11$

Tableau V.15: Ferrailage des poteaux.

Poteau(cm ²)		A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ max}$ (cm ²)		Choix des barres
				Zone courante	Zone de recouvrement	
80×80	C10(story1)	0	64	256	512	10HA25+10HA14=64.48cm ²
	C6(story1)	0	64			
	C1(story1)	0	64			
60×60	C9(story2)	0	36	144	288	10HA16+10HA14=35.56cm ²
	C1(story9)	16.53	36			
	C1(story9)	16.53	36			

- Longueur de recouvrement minimale en zone **VI** pour les deux poteaux est :

$$L_r = 60\phi l = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm.}$$

On adopte une longueur de recouvrement L_r de 90 cm pour les poteaux.

La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :15 cm en zone VI.

V.3.3.2 Armatures transversales :

Conformément aux règles du RPA 2024 et du CBA 93, le diamètre des armatures transversales doit être : $\phi t \geq \phi l/3$

$$\phi t \geq \begin{cases} \text{poteau } 80 \times 80: \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \\ \text{poteau } 60 \times 60: \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Donc on prend : } \phi t = \begin{cases} \text{poteau } 80 \times 80: 10 \text{ mm} \\ \text{poteau } 60 \times 60: 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Tableau V.16: Espacements maximaux des armatures transversales.

Poteau(cm ²)	Zone	St (cm)
80×80	Nodale	8
	Courante	14
60×60	Nodale	8
	Courante	14

Tableau V.17: Armatures transversales des poteaux.

Poteau	$\emptyset t$ (mm)	Choix des barres	λg	ρ_a	V_u (KN)	t (cm)	$\frac{A_t}{t \cdot b_c}$ (%)	$A_{t \min}$ (cm ²)
80 × 80 (Story1)	10	6HA10=4.71cm ²	3.87	3.75	267.187	$19 \geq t_{max}$	0.58	3.71
60 × 60 (Story9)	6	6HA6=1.69cm ²	3.85	3.75	380.447	$3.5 \leq t_{max}$	0.59	1.06

V.3.4 Vérifications spécifiques exigées par le RPA2024 :

Selon l'article 7.4.3 du RPA2024 on doit vérifier :

V.3.4.1 Sollicitations normales : Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, on doit vérifier l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec :

N_d : effort normal de compression maximum de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_C : est la section brute du poteau.

Tableau V.18: Vérification spécifique sous sollicitations normales.

Poteau	N_d (KN)	B_C (cm ²)	v	$v \leq 0.35$
80 × 80	-5127.375	6400	0.16	Vérifiée
60 × 60	-4429.897	3600	0.25	Vérifiée

V.3.4.2 Sollicitations tangentes : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ dans la direction considérée} \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c} \right)$$

Sachant que la contrainte maximale se calcule avec la formule suivante : $\tau = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d}$.

Tableau V.19: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Section	$l_f(m)$	V(KN)	$\tau(MPa)$	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$	$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$
80×80	3.094	267.187	0.464	3.87	0.04	2	Vérifiée
60×60	2.31	380.447	1.174	3.85	0.04	2	Vérifiée

La figure (V.6) schématise le ferrailage des poteaux et le choix des barres.

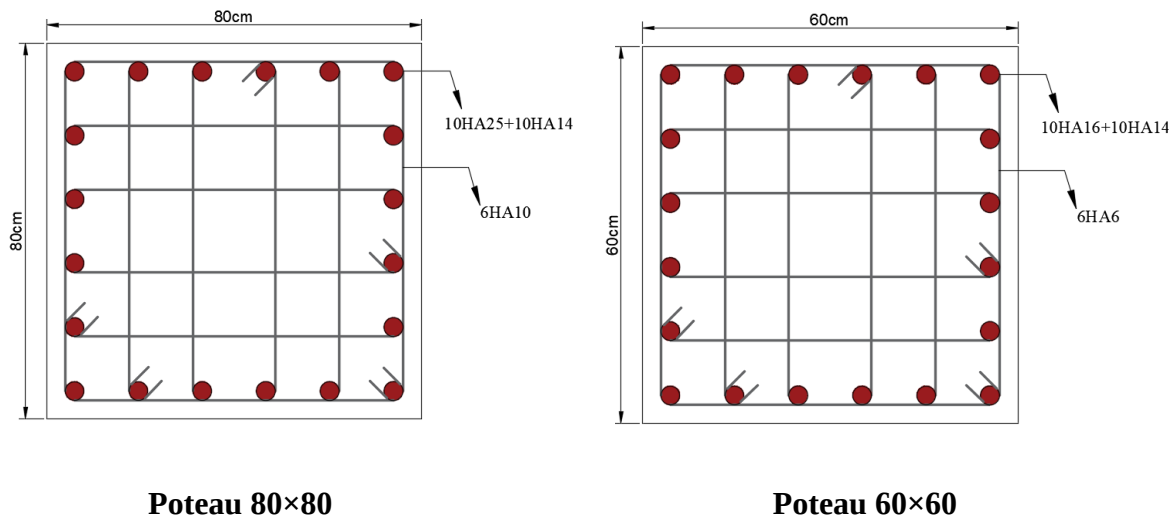


Figure V.6: Schémas du ferrailage des poteaux.

V.4 VOILES :

Le système structural du bâtiment est dominé par les voiles, qui reprennent la majeure partie des efforts notamment horizontaux (actions sismiques ou dues au vent). On s'intéresse à étudier deux types de voiles, un voile longitudinal (VL3ML605) et un autre transversal (VTM34 400).

La figure (V.7) montre le repérage des voiles.

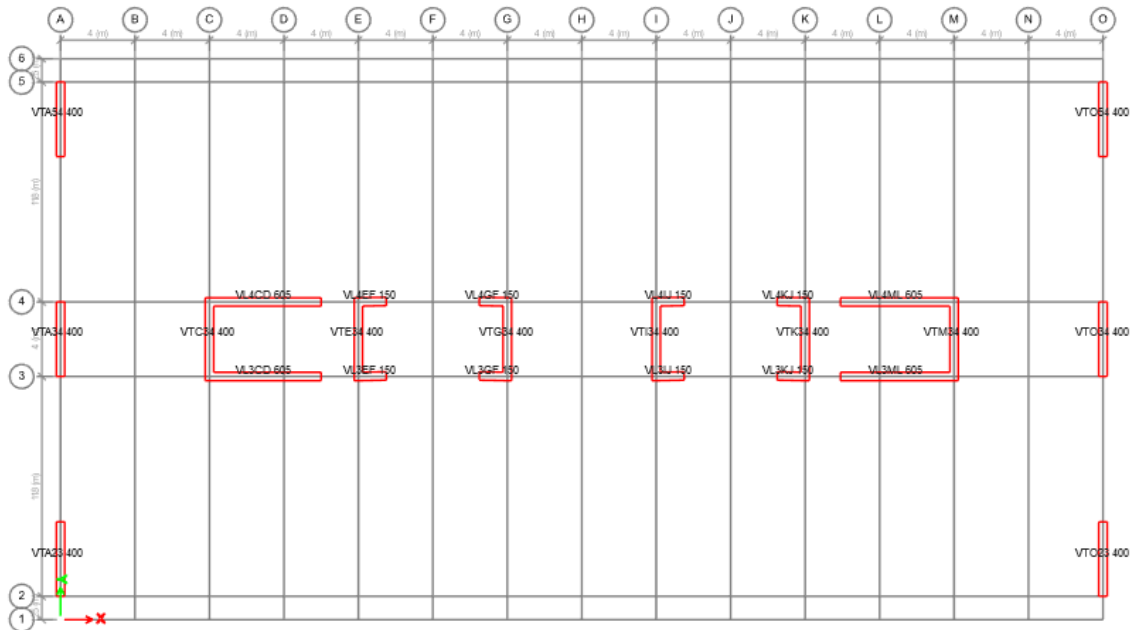


Figure V.7: Vue en plan du repérage des voiles.

V.4.1 Vérifications spécifiques exigées par l'article 7.7.2 du RPA2024) :

V.4.1.1 Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.4$$

Avec :

N_d : Effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section brute de béton ;

B_c : section brute du voile.

Tableau V.20: Vérification spécifique sous sollicitations normales.

Voile	$B_c(m^2)$	Nd (KN)	ν	$\nu \leq 0.4$
VL3ML605	6.05×0.45	−22270.652	0.164	Vérifiée
VTM34 400	4×0.45	−34796.078	0.38	Vérifiée

V.4.1.2 Contraintes limites de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les formules suivantes :

$$\tau_b \leq 0.2 \cdot f_{c28}$$

Où : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d}$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V ;$$

b_w : épaisseur du linteau ou du voile ;

d : hauteur utile avec $d = 0.9h$;

h : hauteur totale de la section brute.

Tableau V.21: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Voile	V (KN)	$\bar{V}$ (KN)	d (cm)	τ_b	$0.2f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.2 \cdot f_{c28}$
VL3ML605	9864.418	13810.2	5.445	5.636	10	Vérifiée
VTM34 400	−7074.2412	9899.74	3.6	6.11		Vérifiée

V.4.2 Efforts sollicités par les voiles les plus défavorables :

Tableau V.22: Efforts sollicitant par les voiles les plus défavorables.

Voile	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Section d'aciers (cm ²)
	Combinaison : G+0.3Q+Ex+0.3Ey		
VL3ML605	$N_{max} = -22270.65$	$M_{corr} = 62819.387$	$A'_s = 0$ $A_s = 58.55$
	$N_{min} = 7688.855$	$M_{corr} = 62794.96$	$A'_s = 0$ $A_s = 325$
	$N_{corr} = 7121.561$	$M_{max} = 65454.115$	$A'_s = 0$ $A_s = 330$
VTC34 400	Combinaison : G+0.3Q+0.3Ex+Ey		
	$N_{max} = 3788.701$	$M_{corr} = 25947.266$	$A'_s = 0$ $A_s = 173$
	$N_{min} = -1061.951$	$M_{corr} = 7303.591$	$A'_s = 0$ $A_s = 27.11$
	$N_{corr} = 3788.701$	$M_{max} = 25947.266$	$A'_s = 0$ $A_s = 173$

- Note :**

La combinaison d'efforts (M_{max} et N_{corr}), qui conduit à la section d'aciers la plus défavorable sera retenu pour la suite du dimensionnement des armatures afin de simplifier les calculs.

V.4.3 Ferrailage du voile longitudinal (VL3ML605) :

V.4.3.1 Classification du voile :

Selon l'article 7.7.4 du RPA2024 : Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur ; en outre : Les voiles élancés correspondent à $\frac{h_w}{l_w} > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment

fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacé verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile, voir figure (V.8)

Les voiles courts correspondent à $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$.

Les voiles de grandes dimensions correspondent à $\frac{h_w}{l_w} > 2/3$.

Pour le voile considéré :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{31.26}{6.05} = 5.166 \text{ m} \geq 2 \text{ Alors le voile est un voile élancé.}$$

V.4.3.2 Calcul de la hauteur critique :

La hauteur, h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right)$$

$$\text{Avec : } h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Où : h_e : Hauteur libre de chaque niveau.

h_w : hauteur totale du voile.

$$h_{cr} = \max\left(6.05, \frac{31.26}{6}\right) = 6.05 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times 6.05 = 12.1 \text{ m} \\ 2 \times 3.1 = 6.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 6.05 \text{ m} \leq 6.2 \text{ m} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

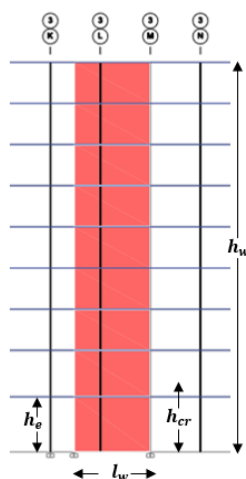


Figure V.8: Zone critique à la base du voile.

V.4.3.3 Enveloppe de calcul :

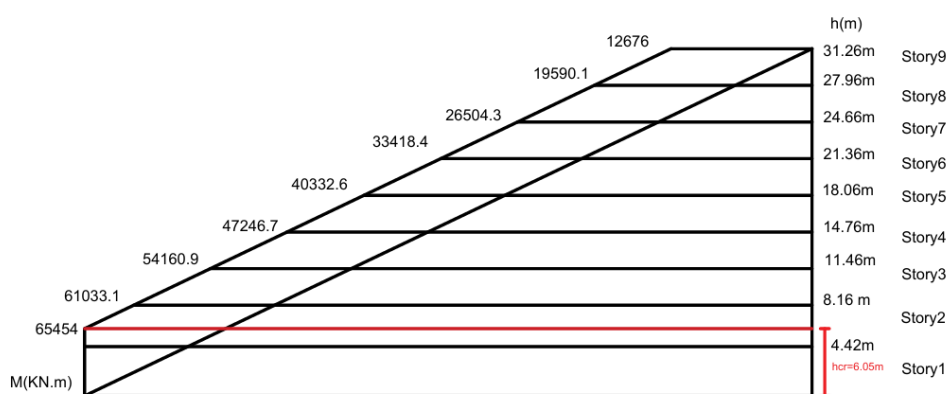


Figure V.9: Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile VL3ML605.

- **Moments sollicitant :**

Sous la combinaison : $G+0.3Q +E_x+0.3E_y$

Tableau V.23: Sollicitations de calcul pour le voile VL3ML605.

STORY	V (KN)	Moment (KN.m)	N_{corr} (KN)	Moments obtenus par enveloppe (KN.m)
1	9864.418	65454.115	7121.560985	65454.115
2	9253.418821	52164.25937	3613.678054	61033.1
3	8645.938799	38235.73149	2155.880353	54160.9
4	7935.693339	28729.59834	2383.689707	47246.7
5	7009.9827	20479.16187	2335.70012	40332.6
6	5896.879779	13568.53937	2119.356396	33418.4
7	4585.541993	8181.473036	1794.764041	26504.3
8	3101.875824	4745.924615	1373.618231	19590.1
9	1103.341612	3413.367618	729.7969251	12676

V.4.3.4 Ferrailage longitudinal des éléments de rive :

- **Calcul de la longueur de confinement :**

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

$$l_c \geq \max(0.15 \times 6.05; 1.5 \times 0.45)$$

$$l_c \geq 0.9075m \quad \text{Alors on prend } l_{c \text{ supposée}} = 2m$$

$$b_c = 0.45m$$

$$\max(2 \times b_w; 0.2l_w) = \max(2 \times 0.45; 0.2 \times 6.05) = 1.21m$$

$$\text{Alors } l_{c \text{ supposee}} = 2m \geq 1.21 m \text{ d'où : } b_c = 0.45 m \geq \frac{h_e}{10} = \frac{4.42}{10} = 0.442m.$$

- Ferrailage obtenu par le logiciel Socotec :

Tableau V.24: Ferrailage des éléments de rive du voile VL3ML605.

STORY	As calculée (cm^2)	Choix des barres
1 et 2	330	32HA32+20HA25=355.48 cm^2

- Section minimale :

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être supérieur ou égale 0.5% de la surface de la zone confinée ($204.4 \times 35.8 \times 0.5/100 = 36.59cm^2$) ...cette condition est vérifiée.

V.4.3.5 Armatures transversales dans les éléments de rive :

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5cm; 6\phi l\right)$$

Où : ϕl représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\phi l \geq 12mm$.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, A_t mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09 St. b_0. \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3. St. b_0. \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right). \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

b_0 : largeur du noyau confinée de l'élément de rive ;

$\frac{A_g}{A_c}$: rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

$$\phi t = \frac{\phi l_{max}}{3} = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi t = 12 \text{ mm.}$$

Tableau V.25: Armatures transversales dans les éléments de rive.

Voile	Choix des barres	$b_0(\text{cm})$	$l_c(\text{cm})$	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_g(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$	$St(\text{cm})$
VL3ML605	12HA12	35.8	204.4	13.56	9000	7317.52	10

$$A_t \geq 0.3 \cdot St \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 2.47 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t \geq 0.09 \cdot St \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 3.22 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

V.4.3.6 Ferrailage de l'âme :

- Aciers verticaux :**

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliées par des étriers espacés d'environ 500 mm.

Le diamètre maximal, max, des armatures d'âme doivent respecter la condition suivante :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

$$S_v \leq \min(25 \text{ cm}; 25 \phi l)$$

Tableau V.26: Aciers verticaux de l'âme du voile VL3ML605.

Voile	$\phi_{max}(\text{mm})$	$S_v(\text{cm})$	Choix des barres
VL3ML605	12	20	22HA12=24.86

• Aciers horizontaux :

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V$;

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Tableau V.27: Aciers horizontaux de l'âme du voile VL3ML605.

Voile	$A_h (cm^2)$	$S (cm)$	$\bar{V} (KN)$	$z (cm)$	$\frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$	$\frac{A_h}{S} (cm)$	Condition
VL3ML605	7HA12=7.91	10	13810.2	399.4	0.69	0.791	Vérifiée

V.4.3.7 Conditions de ductilité locale :

Selon l'article 7.7.5 du RPA2024 : Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, ω_{wd} , dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy.d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en beton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0.12$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

Les autres coefficients de cette formule ainsi que leurs significations sont présentés dans l'article 7.7.5 du RPA2024.

CHAPITRES V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Nombre de cadre le long de la hauteur critique : $\frac{605}{10} = 60.5 \rightarrow 62 \text{ Cadres}$.

Volume des armatures de confinement : $62 \times 2199.27 = 136354.74 \text{ cm}^3$

Volume du noyau en béton : $204.4 \times 35.8 \times 605 = 4427099.6 \text{ cm}^3$

$$\omega_{wd} = \frac{136354.74}{4427099.6} \cdot \frac{500}{50} \cdot \frac{1.2}{1} = 0.369 \geq 0.12$$

Coefficient d'efficacité α :

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s ;$$

$$\alpha_n = 1 - \sum \frac{b_i^2}{6b_0h_0} = 1 - \left(20 \cdot \frac{20^2}{6 \times 200 \times 35.8} + 6 \cdot \frac{11.93^2}{6 \times 200 \times 35.8} \right) = 0.794$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{20}{2 \times 35.8} \right) \left(1 - \frac{20}{2 \times 200} \right) = 1.11$$

$$\alpha = 0.794 \times 1.11 = 0.881$$

Tableau V.28: Coefficient d'efficacité α pour le voile VL3ML605.

Voile	$b_0(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b_i(\text{cm})$	α_n	α_s	α
VL3ML605	35.8	200	Longitudinale :20 Transversale :11.93	0.794	1.11	0.881

Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes ω_v :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{24.86 \times 10^{-4}}{(6.05 - 2 \times 2.044)0.45} \cdot \frac{500}{50} \cdot \frac{1.2}{1} = 0.0338$$

Ductilité de courbure μ_ϕ :

$$\mu_\phi = 2 \left(\frac{R}{Q_F} \right) \left(\frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) - 1 \quad \text{Si } T_0 \geq T_2$$

Tableau V.29: Ductilité de courbure μ_ϕ du voile VL3ML605.

Voile	T_0	T_2	$M_{ed}(KN.m)$	$M_{rd}(KN.m)$	R	Q_F	μ_ϕ
VL3ML605	0.59	0.6	65454.115	105 209	4.5	1.2	3.879

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{7121.560985 \times 10^{-3}}{0.45 \times 6.05 \times 50} = 0.06$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0.881 \times 0.369 = 0.33$$

$$30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 = 30 \times 3.879(0.06 + 0.0338) \cdot \frac{500}{2 \times 10^5} \times \frac{0.45}{0.358} - 0.035$$

$$\text{Alors } \alpha\omega_{wd} = 0.33 \geq -0.025$$

La valeur de $\alpha\omega_{wd}$ négative peut être interprétée comme si la demande en courbure est très inférieure à la capacité calculée par les formules 7.3.1 et 7.3.5 du RPA2024.

• **Calcul de l'axe neutre :**

$$X_u = (v_d + \omega_v) \times \frac{b_c \times l_w}{b_0} = (0.06 + 0.0338) \times \frac{0.45 \times 6.05}{0.358} = 0.713$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd} = 0.0035 + 0.1 \times 0.33 = 0.0365$$

$$l_{c,calcul} = X_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 0.713 \left(1 - \frac{0.0035}{0.0365} \right) = 0.645 \text{ m}$$

Alors $l_{c,calcul} \leq l_c \text{ supposée} = 2m \dots\dots$ longueur de confinement choisie vérifiée.

Par suite les conditions de la ductilité locale sont vérifiées.

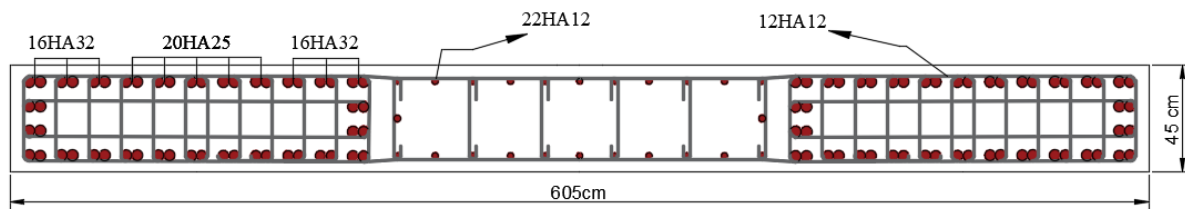


Figure V.10: Schéma du ferrailage du voile VL3ML605 dans la zone critique.

V.4.3.8 Ferrailage de la zone supérieure :

La zone supérieure des voiles élancées peut être considérée comme une zone élastique devant résister aux sollicitations ; son dimensionnement peut être conduit selon les règles classiques de béton armé. Pour éviter toute plastification de cette zone, les sollicitations de calcul sont constituées par l'enveloppe des moments et/ou de l'effort tranchant amplifié. Les dispositions ci-dessous doivent être respectées :

Les barres verticales principales d'extrémité doivent être stabilisées contre le phénomène de flambement ;

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à leurs extrémités.

Tableau V.30: Ferrailage de la zone supérieure du voile VL3ML605.

STORY	As calculée (cm ²)	Choix des barres
3, 4 et 5	234	52HA25=255.32 cm ²
6 et 7	150	52HA20=163.28 cm ²
8 et 9	88.32	52HA16=104.52 cm ²

- La longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$60\phi l$ pour les barres situées en zone IV, V et VI.

Tableau V.31: Longueurs de recouvrement pour le voile VL3ML605.

STORY	Longueur de recouvrement(cm)
3, 4 et 5	150
6 et 7	120
8 et 9	96

V.4.4 Ferrailage du voile transversal (VTM34 400) :

V.4.4.1 Classification du voile :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{31.26}{4} = 7.81 \text{ m} \geq 2 \text{ Alors le voile est un voile élancé.}$$

V.4.4.2 Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = \max\left(4, \frac{31.26}{6}\right) = 5.21 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times 4 = 8 \text{ m} \\ 2 \times 3.1 = 6.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 5.21 \text{ m} \leq 6.2 \text{ m} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

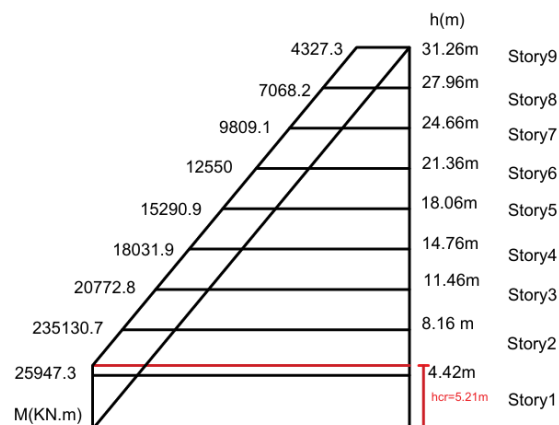


Figure V.11: Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile VTM34 400.

Tableau V.32: Sollicitations de calcul pour le voile VTM34 400.

STORY	V (KN)	N(KN)	M_{max} (KN.m)	M obtenu par enveloppe (KN.m)
1	7140.006	3788.700794	25947.26645	25947.3
2	7105.906	2358.089167	24228.98733	235130.7
3	7071.805546	1064.1687	19840.6507	20772.8
4	6642.551683	159.1114976	16802.32241	18031.9
5	5915.463952	-517.5488841	13597.05715	15290.9
6	4980.714363	-945.5493755	10388.80802	12550
7	3889.888392	-1061.950653	7303.591361	9809.1
8	2713.599885	-733.9021268	4511.86255	7068.2
9	1387.570307	-353.9473353	2105.651513	4327.3

V.4.4.3 Ferrailage longitudinal des éléments de rive :

- Calcul de la longueur de confinement :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

$$l_c \geq \max(0.15 \times 4; 1.5 \times 0.45)$$

$$l_c \geq 0.6075m \quad \text{Alors on prend } l_{c \text{ supposée}} = 1m$$

$$b_c = 0.45m$$

$$\max(2b_w; 0.2l_w) = \max(2 \times 0.45; 0.2 \times 4) = 0.9m$$

$$\text{Alors } l_{c \text{ supposee}} = 1m \geq 0.9m \text{ d'où : } b_c = 0.45m \geq \frac{h_e}{10} = \frac{4.42}{10} = 0.442m.$$

- Ferraillage obtenu par le logiciel Socotec :

Tableau V.33: Ferraillage des éléments de rive du voile VTM34 400.

STORY	As calculée (cm^2)	Choix des barres
1 et 2	173	8HA32+24HA25=181.92 cm^2

- Section minimale :

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être supérieur ou égale 0.5% de la surface de la zone confinée $\left(106.2 \times 35.8 \times \frac{0.5}{100} = 19.01 \text{ cm}^2\right)$ cette condition est vérifiée.

V.4.4.4 Armatures transversales dans les éléments de rive :

$$St \leq \min\left(\frac{35.8}{3}; 12.5\text{cm}; 6 \times 2.5\right) = 11.93 \text{ cm}$$

$$\phi t = \frac{\phi l_{max}}{3} = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi t = 12\text{mm}.$$

Tableau V.34: Armatures transversales des éléments de rive.

Voile	Choix des barres	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$b_0\text{(cm)}$	$l_c\text{(cm)}$	$A_g\text{(cm}^2\text{)}$	$A_c\text{(cm}^2\text{)}$	$St\text{(cm)}$
VTC34 400	6HA12	6.78	35.8	107.6	4500	3852.08	10

$$A_t \geq 0.3 \cdot St \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.806 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t \geq 0.09 \cdot St \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 3.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.4.4.5 Ferrailage de l'âme :

- **Aciers verticaux :**

$$8mm \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8} = \frac{450}{8} = 56mm$$

$$S_v \leq \min(25cm; 25\phi_l = 35cm).$$

Tableau V.35: Aciers verticaux de l'âme du voile VTM34 400.

Voile	$\phi_{max}(mm)$	$S_v(cm)$	Choix des barres
VTC34 400	12	20	22HA12=24.86

- **Aciers horizontaux :**

Tableau V.36: Aciers horizontaux de l'âme du voile VTM34 400.

Voile	A_h	$S(cm)$	$\bar{V}$	$z(cm)$	$\frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$	$\frac{A_h}{S}$	Condition
VTC34 400	7HA12=7.91	10	9996.008	291.2	0.69	0.791	Vérifiée

V.4.4.6 Conditions de ductilité locale :

Nombre de cadre le long de la hauteur critique : $\frac{521}{10} = 52.1 \rightarrow 54 \text{ Cadres}$.

Volume des armatures de confinement : $54 \times 856.66 = 46259.64 \text{ cm}^3$.

Volume du noyau en béton : $107.6 \times 35.8 \times 521 = 2006933.68 \text{ cm}^3$.

$$\omega_{wd} = \frac{46259.64}{2006933.68} \cdot \frac{500}{50} \cdot \frac{1.2}{1} = 0.277 \geq 0.12$$

Coefficient d'efficacité α :

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s ;$$

$$\alpha_n = 1 - \sum \frac{b_i^2}{6b_0h_0} = 1 - \left(10 \cdot \frac{20^2}{6 \times 100 \times 35.8} + 6 \cdot \frac{11.93^2}{6 \times 100 \times 35.8} \right) = 0.774$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{10}{2 \times 35.8} \right) \left(1 - \frac{10}{2 \times 100} \right) = 1.083$$

$$\alpha = 0.774 \times 1.083 = 0.838$$

Tableau V.37: Coefficient d'efficacité α pour le voile VTC34 400.

Voile	$b_0(cm)$	$h_0(cm)$	$b_i(cm)$	α_n	α_s	α
VTC34 400	35.8	200	Longitudinale :20 Transversale :11.93	0.774	1.083	0.838

Pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes ω_v :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{24.86 \times 10^{-4}}{(4 - 2 \times 1.076)0.45} \cdot \frac{500}{50} \cdot \frac{1.2}{1} = 0.0359$$

Ductilité de courbure μ_ϕ :

$$\mu_\phi = 2 \left(\frac{R}{Q_F} \right) \left(\frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) - 1 \quad Si \ T_0 \geq T_2$$

Tableau V.38: Ductilité de courbure μ_ϕ pour le voile VTC34 400.

Voile	T_0	T_2	$M_{ed}(KN.m)$	$M_{rd}(KN.m)$	R	Q_F	μ_ϕ
VTC34 400	0.602	0.6	25947.266	36 134	4.5	1.2	5.386

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire :

$$v_d = \frac{N}{S_V \times f_{c28}} = \frac{3788.7 \times 10^{-3}}{0.45 \times 4 \times 50} = 0.042$$

$$\alpha \omega_{wd} = 0.838 \times 0.277 = 0.23$$

$$30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy.d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 = 30 \times 5.386(0.042 + 0.0359) \cdot \frac{500}{2 \cdot 10^5} \cdot \frac{0.45}{0.358} - 0.035$$

$$= 0.0046$$

$$\text{Alors } \alpha \omega_{wd} = 0.23 \geq 0.0046$$

Calcul de l'axe neutre :

$$X_u = (0.042 + 0.0359) \times \frac{0.45 \times 4}{0.358} = 0.392$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.23 = 0.0265$$

$$l_{c,calcul} = 0.392 \left(1 - \frac{0.0035}{0.0265} \right) = 0.34 \text{ m}$$

Alors $l_{c,calcul} \leq l_{c \text{ supposée}} = 1 \text{ m}$ longueur de confinement choisie est vérifiée.

Par suite les conditions de la ductilité locale sont vérifiées.

V.4.4.7 Ferrailage de la zone supérieure :

Tableau V.39: Ferrailage de la zone supérieure pour le voile VTC34 400.

STORY	As calculée (cm ²)	Choix des barres
3 et 4	132	24HA25+8HA16=133.68 cm ²
5 et 6	74.96	16HA20+16HA16=82.4 cm ²
7,8 et 9	40.36	32HA14=49.28 cm ²

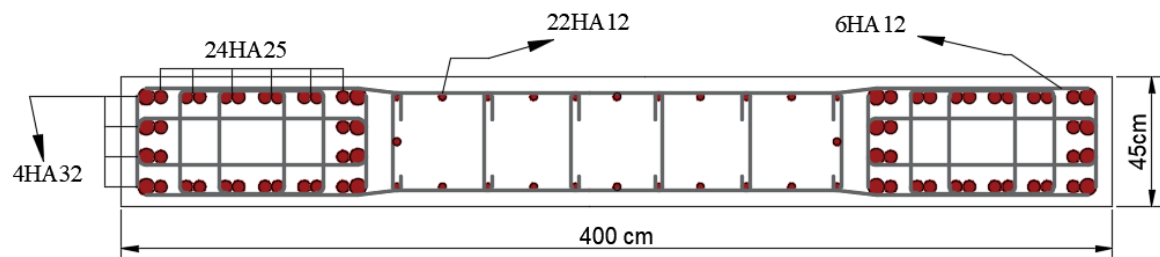


Figure V.12: Schéma du ferrailage du voile VTC34 400 sur la zone critique.



CHAPITRE VI

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES



VI.1 INTRODUCTION :

Les éléments secondaires n'interviennent pas directement dans la stabilité globale de l'ouvrage lors d'événements sismiques. Néanmoins, leur calcul et vérification est indispensable.

Ce chapitre présente un calcul détaillé pour chaque élément secondaire qui concerne les planchers (le plancher en dalle pleine et le plancher en corps creux), l'acrotère, les balcons, les escaliers ainsi que la dalle de la machine d'ascenseur, mettant en évidence la démarche adoptée, les hypothèses de dimensionnement du béton armé et les vérifications nécessaires pour garantir la sécurité et le confort, conformément aux prescriptions réglementaires du BAEL 91, du RPA2024, ainsi que le CBA93.

VI.2 CALCUL DE LA DALLE PLEINE :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs. Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement. Dans notre cas, le plancher de type dalle pleine se trouve au niveau des sous-sols et du premier étage.

Nous avons deux types de dalles : (11.8m×4.00 m) et (4.00m×4.00m)

Où :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4} = 1 \quad ; \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{11.8} = 0,339$$

Nous présentons, dans ce qui suit le calcul de la dalle de (11.8m×4.00m) : $\alpha = 0,339 < 0.4$, donc la dalle porte sur un seul sens.

Le ferrailage donc composé essentiellement d'armatures parallèles à l_x , afin d'équilibrer le moment M_x . Le dimensionnement des armatures sera mené en **flexion simple**, en considérant une bande de largeur de 1m et une hauteur correspondante à l'épaisseur de la dalle.

VI.2.1 Calcul des sollicitations :

Tableau VI.1: Combinaisons de charges ELU/ELS de la dalle.

G(KN)	7.77
Q(KN)	6
ELU(1,35G+1,5Q)	19.49
ELS (G+Q)	13.77

$$M_{ser} = \left(\frac{q}{8} \times l^2 \right) , \quad T_{ser} = q \times l$$

Tableau VI.2: Sollicitations des moments et efforts tranchants.

Sollicitations	l(m)	M (KN.m)	T (KN)
ELS	4	27.54	55.08
ELU	4	38.98	77.96

VI.2.2 Calcul du ferrailage :

- Calcul à l'ELU :

En effectue un dimensionnement en flexion simple pour une section de 1m×0.2m, en considérant une hauteur utile d=0.9×0.2=0.18m.

- Armatures principales :

$$\text{Moment réduit : } \mu_B = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 28.33} = 0.0392$$

$$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon \epsilon_s} = 0.583 ; \quad \mu_r = 0.8 \times \alpha_r \times (1 - 0.4 \alpha_r) = 0.358$$

$\mu < \mu_r \rightarrow A_{s1} =$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\text{Position d'axe neutre : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0392}) = 0.05$$

$$\text{Bras de levier : } Z_B = 0.15(1 - 0.4 \times 0.05) = 0.147m$$

$$\text{Armatures : } A_s = \frac{38.98 \times 10^{-3}}{0.147 \times 435} = 6.096 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{Donc : } A_{s'} = 0 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_s = 6.096 \text{ cm}^2/m$$

On opte alors 6HA12 avec $A_s = 6.78 \text{ cm}^2/m$.

- Armatures de répartition :

St < min {(33 et 3h) pour une charge répartie, (22 et 2h) pour une charge concentrée}

St < min {(33 et 60), (22 et 40)}

St = 15cm Condition Vérifiée.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

On Opte pour 4HA8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement St = 15cm.

VI.2.3 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times d \times b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.981 \text{ cm}^2$$

- **Armatures principales :**

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

$$\tau = \frac{T_u}{b d} = \frac{77.96}{1 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0,433 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} \geq \tau \rightarrow$ Conditions vérifiée. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.2.4 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression :**

$$A'_s = 0, A_s = 4.52 \text{ cm}^2, n = E_s/E_b = 15, \eta = 1.6 \text{ (armature à haute adhérence).}$$

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0 \rightarrow X = 5.119 \text{ cm}$$

$$A'_s = 0, A_s = 6.78 \text{ cm}^2, n = E_s/E_b = 15$$

Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3} 5.119^3 + 101.7 (18 - 5.119)^2 = 21345.384 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{27.54}{21345.384} \times 5.119 \times 10^3 \rightarrow \sigma_{bc} = 6.604 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.302 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour l'acier : $\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 500; 110 \sqrt{1.6 \times 3.6} \right\} = \min \{ 333.333 ; 264 \} = 264 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{27.54}{21345.384} \times (0.18 - 0.05119) \times 10^5 = 249.29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 249.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 264 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{4} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0084 \dots \text{vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

VI.2.5 Calcul de la flèche :

Selon l'article (B.6.5.3) du BAEL91, la flèche totale Δf_T doit satisfaire la condition suivante :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$$

Et comme la portée est supérieure à 5m :

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5(\text{cm}) = \frac{118}{1000} + 0.5 = 1.68 \text{ cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} : \text{la flèche due aux charges instantanées ;} \\ f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} : \text{la flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Avec :

l : désigne la portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée.

I_f : est définie par : $I_f = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$;

Où :

$$\begin{cases} \lambda = \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{(2 + 3\frac{b_0}{b})\rho} \text{ Pour les déformations instantanées;} \\ \lambda = \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + 3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i \text{ Pour les déformations de longue durée.} \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendu homogène calculé avec $n=15$, se définit par la formule :

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

ρ : Un rapport se calcule avec la formule $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$ où A_s est l'aire de la section d'armature tendues.

Tableau VI.3: Paramètres de calcul de la flèche de la dalle pleine.

$d(m)$	λ_i	λ_v	$\sigma_s(MPa)$	ρ	μ	$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$
0.18	9	3.6	225.66	0.004	0.126	305719.47	157587.36	231350.72

Tableau VI.4: Vérification de la flèche de la dalle pleine.

La flèche	$f_i(cm)$	$f_v(cm)$	ΔfT	$\Delta fT \leq \bar{f}$
	0.6 cm	1.22	0.062	Vérifiée

VI.3 ETUDE DU PLANCHER EN CORPS CREUX :

Dans notre cas, les planchers du 2^{ème} au 8^{ème} étage sont de type corps creux, constitués de hourdis, de poutrelles et d'une table de compression.

VI.3.1 Etude des poutrelles :

VI.3.1.1 Dimensionnement de la poutrelle :

- La largeur de la nervure :

$0.3h \leq b_0 \leq 0.8h$; Avec h c'est la hauteur totale du plancher, On prend $b_0 = 12cm$.

- La hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 5cm$.
- La largeur de la table de compression b :

La largeur b de la table de compression à faire intervenir dans les calculs est fixée par les règles BAEL91. Elle est donnée par la formule :

$$\frac{b - b_0}{2} = \text{Min}\left(\frac{l_t}{2}; \frac{l_i}{10}\right)$$

Avec :

l_t : portée entre axes des nervures dépendant des dimensions du corps creux ;

l_i , portée de la poutrelle considérée.

$$\frac{b - 12}{2} = \text{Min}\left(\frac{65 - 12}{2}; \frac{400}{10}\right) = 32.5cm.$$

On prend $b = 65cm$.

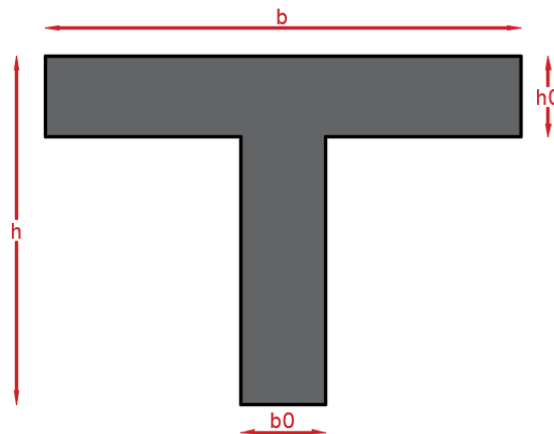


Figure VI.1: Schéma de poutrelle.

VI.3.1.2 Calcul des poutrelles :

Le calcul sera effectué en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

a. 1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps ceux.

a.1) Calcul du chargement :

Poids propre de la poutrelle : $G = 0.05 \times 0.12 \times 25 = 0.15 \text{ KN/ml}$.

Poids de corps creux : $G' = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$.

Poids de la main d'œuvre $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

Tableau VI.5: Combinaisons de charges de la poutrelle.

G (KN/ml)	0.77
Q (KN/ml)	0.65
ELU (KN/ml)	2.015
ELS (KN/ml)	1.42

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8}, \quad T_{max} = \frac{ql}{2} \quad \text{Avec } l = 4m.$$

Tableau VI.6: Sollicitations des moments et efforts tranchants.

$l(m)$	$M_{max} \text{ (KN.m)}$	$T_{max} \text{ (KN)}$
ELU(KN/ml)	4.03	4.03
ELS (KN/ml)	2.84	2.84

a.2) Calcul du ferrailage :

Ces éléments de constructions travaillent à la **flexion simple** donc :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{4.03 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.9 \times 0.05)^2 \times 28.33} = 0.585$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.03}{2.84} = 1.42 \rightarrow \mu_c = 0.356 < 0.585.$$

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression (une section du béton (12×5 cm²)), donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires sur lesquels repose la poutrelle pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression de manière à ce que ses armatures de compression ne sont pas nécessaires.

a. 2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités et calculée comme une section en T soumise à des charges uniformément réparties.

b.1) Poids des planchers repris par la poutrelle :

Le tableau (IV.7) résume le poids des planchers.

Tableau VI.7: Charges sur poutrelles après coulage.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	$6.78 \times 0.65 = 4.407$	$1 \times 0.65 = 0.65$	6.924	5.057
Plancher étage courant usage d'habitation	$5.67 \times 0.65 = 3.686$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$	6.439	4.661

b.2) Méthode de calcul :

La détermination des efforts internes se fera par l'une des deux méthodes, la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées. Dans le cas où l'une de ces quatre conditions

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

- **Vérification des conditions :**

-Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$:

$1.5 \leq \min(2 \times 6.78 = 8.814 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots \text{vérifiée.}$

-Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$:

Sens x-x : $0.8 \leq \frac{4}{4} \leq 1.25 \dots \text{Vérifiée.}$

Sens y-y : $0.8 > \frac{11.8}{4} = 0.34 \dots \text{Non vérifiée.}$

-Le moment d'inertie constant sur toutes les travées...Vérifiée.

-Fissuration peu nuisible...vérifiée.

Alors Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de CAQUOT.

b.3) Application de la méthode de Caquot :

- **Les moments maximaux :**

Il se calcul par les formules :

$$\text{En appuis : } M_B = - \frac{P_g \times I'_g{}^3 + P_d \times I'_d{}^3}{8.5 \times (I'_g + I'_d)}$$

$$\text{En travée : } M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

Où :

I'_g et I'_d : longueurs fictives.

l : la portée fictive.

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

$M_0(x)$: Moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas étudié.

x : Position du moment maximum où la dérivée de $M(x)$ s'annule.

- L'effort tranchant maximal :

$$V_u = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

b.4) Calcul des sollicitations :

Le dimensionnement se fait par rapport aux étages courants.

- Les moments sur appuis :

Tableau VI.8: Sollicitations des moments des poutrelles aux appuis.

Combinaison	Appui A (M_A)	$P_g(KN/ml)$	$P_d(KN/ml)$	$I'_g(m)$	$I'_d(m)$	Appui B (M_B)
ELU	0KN.m	6.439	6.439	4	4	-12.12KN.m
ELS	0	4.661	4.661	4	4	-8.77

- Les moments en travée :

$$x = \frac{4}{2} - \frac{0 - (-12.12)}{6.439 \times 4} = 1.53m$$

$$x = \frac{4}{2} - \frac{0 - (-8.77)}{4.661 \times 4} = 1.53m$$

Tableau VI.9: Sollicitations des moments des poutrelles en travée.

Combinaison	$x(m)$	$M_0(x)(KN.m)$	$M_t(x)(KN.m)$	$V_A(KN)$	$V_B(KN)$
ELU	1.53	12.17	7.53	9.848	-15.908
ELS	1.53	8.807	5.45	11.51	-7.13

b.5) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple section T, La fissuration est considérée comme peu préjudiciable puisque les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, donc le calcul se fera à l'ELU seulement.

Nous avons : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$ et $d = 0.9 \times h = 18.9 \text{ cm}$.

- **Calcul à l'ELU :**

En travée :

Le moment résistant de la table :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 28.33 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right) \cdot 10^3 = 151 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{u\max} = 7.53 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\text{Avec : } S = (b \times h) = (65 \times 21) \text{ cm}^2.$$

$$\mu_A = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7.53 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 28.33} = 0.011$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{7.53}{5.45} = 1.38 \rightarrow \mu_l = 0.3564$$

$$\mu_A = 0.011 \leq \mu_l = 0.3564 \rightarrow \text{Section sans aciers comprimés (SSAC)}.$$

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_A}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}}{0.8} = 0.013$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.013) = 0.188 \text{ m}$$

$$\text{Pour : } \mu_A = 0.011 \leq 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{7.53 \times 10^{-3}}{435 \times 0.188} = 0.92 \text{ cm}^2$$

On Opte pour 3HA12 avec $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

En appuis :

Le moment résistant de la table : $M_{tu} = 151 \text{ KN.m}$

$$M_{tu} > M_{umax} = 12.12 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire (b × h).

$$\mu_A = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{12.12 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 28.33} = 0.018$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.12}{8.77} = 1.38 \rightarrow \mu_l = 0.3564$$

$$\mu_A = 0.018 \leq \mu_l = 0.3564 \rightarrow \text{Section sans aciers comprimés (SSAC)}$$

$$\alpha_c = 0.022 ; Z = 0.187 \text{ m}$$

$$\text{Pour : } \mu_A = 0.018 \leq 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{12.12 \times 10^{-3}}{435 \times 0.187} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA14 avec $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$.

- Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{max}\right) = \min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 12\right) = 6 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on opte pour 2HA8 avec $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$.

- Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = S_t \leq \min(17.01; 40 \text{ cm})$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

b.6) Vérification à l'ELU :

- Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.375 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.10: Vérification de la condition de non fragilité pour la poutrelle.

Section	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_s \geq A_{min}$
En travée	3.39	Vérifiée
En appuis	3.08	Vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15.908}{0.65 \times 0.189} \times 10^{-3} = 0.129 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.129 \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la bielle comprimée :**

$$V_u < 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

a : profondeur utile d'appui : $a = 0.17m$

b_0 : Épaisseur de l'âme de la poutrelle : $b_0 = 12cm$.

V_u : Effort tranchant maximal à l'ELU.

$$V_u = 15.908 < 0.267 \times b \times a \times f_{c28} = 272.34 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table nervure) :**

$$\tau_u^l = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.12}{2} = 0.265m$$

$$\tau_u^l = \frac{15.908 \times 0.265}{0.9 \times 0.189 \times 0.65 \times 0.05} = 0.76 \text{ KN} \leq 4 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de l'espacement :**

Armatures longitudinales : $St \leq \min(3h; 33)cm \rightarrow St \leq \min(63; 33)cm$.

Armatures de répartition : $St \leq (4h; 45)cm \rightarrow St \leq \min(84; 45)cm$.

Tableau VI.11: Vérification de l'espacement des armatures.

Armatures	St (cm)	Condition
Armatures principales	25	Vérifiée
Armatures de répartition	15	Vérifiée

b.7) Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0 \rightarrow X = 3.905 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}3.905^3 + 50.85(18.9 - 3.905)^2 = 13418.539 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.45 \times 10^{-3}}{13418.539 \times 10^{-8}} \times 3.905 \times 10^{-2} \rightarrow \sigma_{bc} = 1.59 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.12: Vérification de la contrainte de compression de la poutrelle.

Section	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 30 \text{ MPa}$
En travée	13418.539	1.59	Vérifiée
En appuis	12361.728	2.77	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas remplie. Selon Les règles (B.6.5.2) du BAEL91.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{21}{400} = 0.052 \leq 0.06 \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0032 < \frac{4.2}{500} = 0.0084 \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.052 < \frac{5.45}{10 \times 8.807} = 0.061 \dots \text{Non vérifiée.}$$

Alors le calcul de la flèche est nécessaire.

b.8) Calcul de la flèche :

Selon l'article (B.6.5.3) du BAEL91, la flèche totale Δf_T doit satisfaire la condition suivante :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

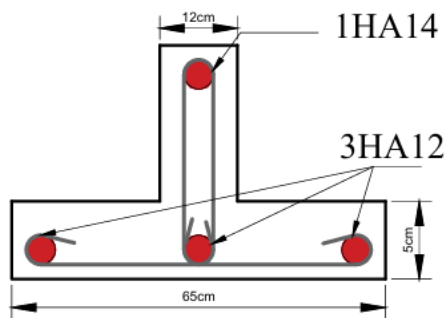
$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5(\text{cm}) = \frac{1180}{1000} + 0.05 = 1.68 \text{ cm.}$$

Tableau VI.13: Paramètres de calcul de la flèche de la poutrelle.

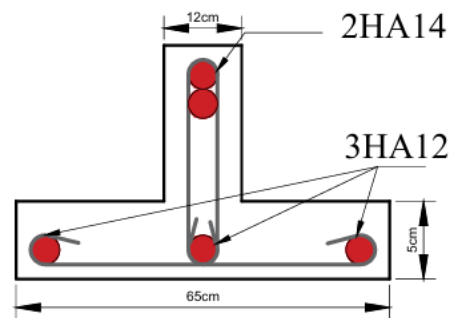
$b(m)$	$y_G(m)$	$d(m)$	λ_i	λ_v	$\sigma_s(MPa)$	ρ	μ	$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$
0.65	0.15	0.189	3.92	1.57	91.35	0.018	0.038	57095.76	54662.77	59269.33

Tableau VI.14: Vérification de la flèche de la poutrelle.

La flèche	$f_i(cm)$	$f_v(cm)$	ΔfT	$\Delta fT \leq \bar{f}$
	0.34 cm	0.94	0.06	Vérifiée



En Travée



Sur Appuis

Figure VI.2: Schéma du ferrailage des poutrelles des étages courants.

VI.3.2 Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 5cm avec un treillis soudé Ts 500 qui doit satisfaire les conditions suivantes :

Selon l'article B.6.8 du BAEL91, Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.3.2.1 Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

La section d'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la formule suivante : $A_{s1} \geq \frac{4L}{f_e}$

Avec :

L : espacement entre les poutrelles égal à 65cm ;

f_e : contrainte limite des aciers de treillis soudés égale à 500MPa.

On aura donc : $A_s \geq \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$.

Donc on opte pour un treillis soudé 5HA6 = 1.41 cm^2 , de nuance Fe500, dont la dimension des mailles est de (20cm×20cm).

VI.3.2.2 Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{s2} \geq \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour un treillis soudé 3HA6 = 0.84 cm^2 , de nuance Fe500, dont la dimension des mailles est de (20cm×20cm).

VI.4 CALCUL DE L'ACROTERE :

La hauteur de l'acrotère est de 50 cm, son épaisseur est de 10 cm. Il sera calculé comme une poutre en **flexion** pour une bande de longueur 1m.

Poids propre de l'acrotère : $G = 2.2 \text{ KN/ml}$.

Surcharge (la main courante) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

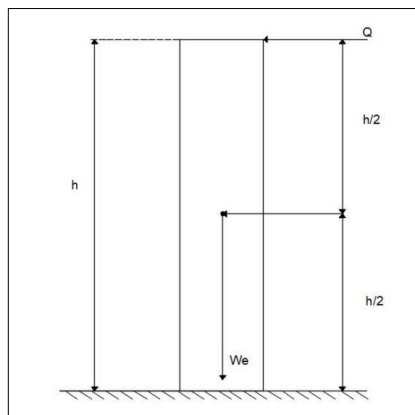


Figure VI.3: Schéma statique de l'acrotère.

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.4.1 Force horizontale agissant sur les éléments non-structuraux :

D'après l'article 6.2.3 du RPA2024. Les forces horizontales de calcul, F_{pk} , agissant sur les éléments non-structuraux, du niveau k, sont calculées suivant l'équation. (6.3) :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération ;

I : Coefficient d'importance ;

S : Coefficient de site ;

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (Tableau 6.1 du RPA2024) ;

W_p : poids de l'élément considéré ;

F_p : surcharge due à la main courante ;

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base ;

h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base.

Tableau VI.15: Force horizontale agissant sur L'acrotère

A	I	S	C_p	h_z	H	W_p (KN/ml)	F_p (KN/ml)
0,3	1.2	1.3	0.8	31.26	31.26	2.2	3.295

L'acrotère est soumis à : $\begin{cases} G = 2.2 \text{ KN/ml} \\ Q = \text{Max} (1.5 Q; F_p) = 3.295 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Tableau VI.16: Les efforts internes de l'acrotère.

Sollicitations	N (KN/ml)	V(KN)	M (KN.m)
Sous G	2.2	0	0
Sous Q	0	3.295	1.648

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.4.2 Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

Le tableau (VI.17) résume les efforts internes sous différentes combinaisons.

Tableau VI.17: Calcul des sollicitations de l'acrotère sous combinaisons.

Combinaisons	Les moments ($KN.m$)	Effort Tranchant (KN)	Effort normal (KN)
ELU	2.47	4.943	2.97
ELS	1.648	3.295	2.2

VI.4.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en **flexion composée** dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire

$$b = 100cm; h = 10cm; d = 0.9 \times h = 9cm.$$

h : épaisseur de la section.

b : Largeur de la section calculée.

d : hauteur utile.

La figure (VI.4) montre une section de l'acrotère

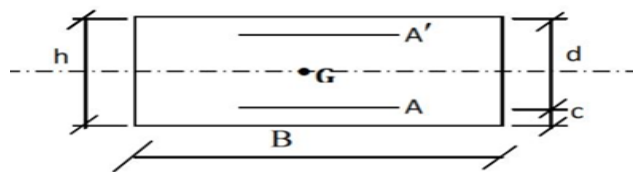


Figure VI.4: Vue de la section de l'acrotère.

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $c=3cm$.

VI.4.3.1 Calcul à ELU :

$$f_{c28} = 50 MPa; f_{t28} = 3.6 MPa; f_{bc} = 28.33 MPa, f_e = 500 MPa.$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{2.47}{2.97} = 0.831m = 83.1cm$$
$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm < e_0$$

La section est partiellement comprimée SPC $\rightarrow$ Assimilation à la compression simple ($A_s'=0$).

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right)$$
$$M_{UA} = 2.47 + 2.97 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 2.589 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_A = \frac{M_{UA}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.589 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 28.33} = 0.011$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{2.47}{1.648} = 1.5 \rightarrow \mu_l = 0.3277$$

$\mu_A = 0.011 \leq \mu_l = 0.3277 \rightarrow$ Section sans aciers comprimés (SSAC).

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_A}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}}{0.8} = 0.013$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.013) = 0.09 \text{ m}$$

$$\text{Pour : } \mu_A = 0.011 \leq 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$A_u = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{UA}}{Z} - N_U \right] = \frac{1 \times 10^{-3}}{435} \left[\frac{2.589}{0.09} - 2.2 \right] = 0.611 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.611 \text{ cm}^2$. (La valeur est très faible)

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 /BAEL 91)**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.09 \times 3.6}{500} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 avec $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$.

VI.4.3.2 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non-fragilité (Art A.4.2.1 /BAEL 91) :**

$$A_u > A_{min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$A_u = 2.01 > A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte tangentielle (art A.5.1.313/BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{F_p + Q}{bd} = \frac{4.943}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.055 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.055 \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VI.4.3.3 Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$A's = 0$, $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$, $n = E_s/E_b = 15$, $\eta = 1.6$ (armature haute adhérence).

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times X \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0 ; X = 2.048 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}2.048^3 + 30.15(9 - 2.048)^2 = 1743.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.648 \times 10^{-3}}{1743.49 \times 10^{-8}} \times 2.048 \times 10^{-2} \rightarrow \sigma_{bc} = 1.936 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.936 < \bar{\sigma}_{bc} = 30 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour l'acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 500; 110 \sqrt{1.6 \times 3.6} \right\} = \min \{ 333.333 ; 264 \} = 264 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1.648}{1743.49} \times (0.09 - 0.02048) \times 10^5 = 56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 264 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

VI.5 CALCUL DES ESCALIERS :

Le calcul se fera en **flexion simple** avec une section rectangulaire de dimension (b×h), Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Escalier du 1^{er} sous-sol et le RDC :**

$$b = 100\text{cm}; h = 17 \text{ cm}; d = 0,9h = 0,9 \times 17 = 15.3 \text{ cm.}$$

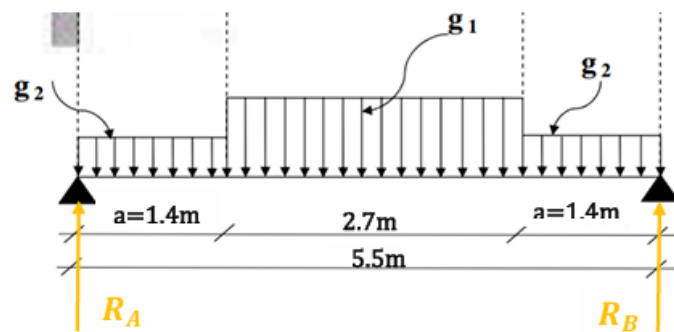


Figure VI.5: Charges sur l'escalier.

VI.5.1 Calcul des sollicitations :

$$g1 = 1.35(P_{paillasse} + P_{garde-corps}) + 1.5Q_{escalier}$$

$$g2 = 1.35P_{palier} + 1.5Q_{escalier}.$$

Alors :

$$g1 = 1.35 \times (8.578 + 1.8) + 1.5 \times (4) = 20.01 \text{ KN/ml}$$

$$g2 = 1.35 \times (5.83) + 1.5 \times (4) = 13.871 \text{ KN/ml}$$

$$R_{AU} = R_{BU} = \frac{(g1 \cdot L)}{2} - (g1 - g2) \times a = 45.738 \text{ kn}$$

$$M_{Umax} = g1 \frac{l^2}{8} + (g1 - g2) \frac{a^2}{2}$$

$$M_{Umax} = 20.01 \frac{5.5^2}{8} + (20.01 - 13.871) \frac{1.4^2}{2} = 79.227 \text{ KN.m.}$$

Tableau VI.18: Calcul des sollicitations de l'escalier.

Combinaison	$g1(KN/m)$	$g2(KN/m)$	$R_A = R_B(KN)$	$M_{\max}(KN.m)$
ELU	20.01	13.871	46.433	81.679
ELS	14.378	9.83	33.172	58.824

Puisque les escaliers sont protégés des agressions extérieures, donc le calcul se fera à l'ELU (fissuration peu nuisible).

VI.5.2 Ferrailage de l'escalier :

$$\mu_A = \frac{M_{UA}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{81.679 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153^2 \times 28.33} = 0.119 \leq 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.119}}{0.8} = 0.159 ; Z = 0.185 (1 - 0.4 \times 0.159) = 0.173$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{Z f_{su}} = \frac{0.081679}{0.173 \times 435} = 10.53 \text{ cm}^2$$

On opte pour 7HA14 avec $A_s = 10.77 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.53}{4} = 2.632 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 avec $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$.

- **Ferrailage des appuis :**

La continuité des appuis est à considérer :

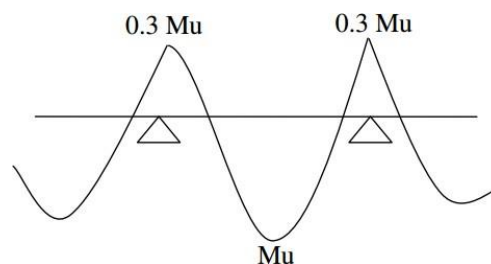


Figure VI.6: Continuité des moments au niveau des appuis.

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\mu_A = 0.0357 \leq 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha_c = 0.0455 \quad ; \quad Z = 0.182 \text{ m} \quad ; \quad A_s = 3.002 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 avec $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$.

VI.5.3 Vérification à l'ELU :

- **Vérification de condition non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.153 \times 3.6}{500} = 2.534 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.19: Vérification de non fragilité de l'escalier.

Section	$A_s(\text{cm}^2)$	Condition
En travée	10.77	Vérifiée
En appuis	3.14	Vérifiée

- **Vérification de l'espacement :**

- Armatures longitudinales : $St \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} \rightarrow St \leq \min(51; 33) \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $St \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} \rightarrow St \leq \min(68; 45) \text{ cm}$.

Tableau VI.20: Vérification de l'espacement des armatures d'escalier.

Armatures	St (cm)	Condition
En travée	15	Vérifiée
En appuis	20	Vérifiée
Armatures de répartition	20	Vérifiée

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

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{46.433 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153} = 0.299 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.299 < \overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.5.4 Vérification à l'ELS :

- Travée :

$$A'_s = 0, \quad A_s = 10.77 \text{ cm}^2, \quad n = 15.$$

$$50X^2 + 161.55X - 2471.715 = 0 ; X = 5.599 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}5.599^3 + 161.55 \times (15.3 - 5.599)^2 = 21054.1 \text{ cm}^4.$$

Tableau VI.21: Vérification de la contrainte du béton

Section	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}=30 \text{ MPa}$
Travée	15.673	Vérifiée
Appui	8.847	Vérifiée

La figure (VI.7) montre le schéma des armatures adoptées.

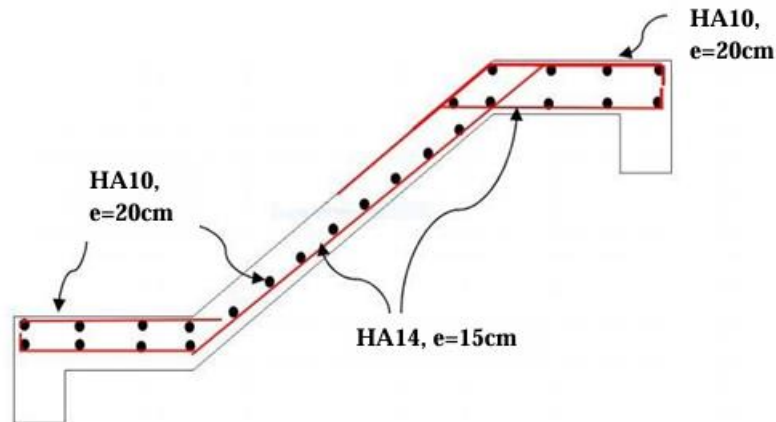


Figure VI.7: Schéma du ferrailage de l'escalier.

VI.6 CALCUL DU BALCON :

La structure étudiée comporte un seul type de balcon en dalle pleine en porte à faux. Soumise à :

Son poids propre.

Une surcharge d'exploitation.

Charge concentrée à son extrémité libre, due au poids du garde-corps.

Force de la main courante.

VI.6.1 Calcul des sollicitations :

Selon l'article 5.5.2 du RPA 2024 : Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($A.I.g$) est supérieure à (0.25g), dans les cas suivants :

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus ;
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long ;

Donc dans notre cas on ne prend pas en considération l'action sismique.

- **Charges et Surcharges :**

La dalle G = 5.52 KN/m² ; Q = 3.5 KN/m².

Le garde-corps : F = 1 x 1.8 = 1.8 KN/ml.

La main courante : F_H = 1 KN.

M(F_H) = 1 x 1 = 1 KN.m.

Tableau VI.22: Sollicitation sur le balcon

Combinaison	q (kN/m ²)	F_{gc} (KN)
ELU	12.702	2.43
ELS	9.02	1.8

- **A l'ELS**

$$M_{ser} = \left(\frac{q_{ser}}{2} \times l^2 \right) + (F_{gc} \times l) + (F_H \times 1) , T_{ser} = (F_{gc} + q_{ser} \times l) \text{ Avec } l = 1.25m.$$

- **A l'ELU**

$$M_u = \left(\frac{q_u}{2} \times l^2 \right) + (F_{gc} \times l) + 1,35 \times (F_H \times 1) , T_u = (F_{gc} + q_u \times l), \text{ Avec } l = 1.25m.$$

Tableau VI.23: Sollicitations sur le balcon sous combinaisons.

Combinaison	Mser (KN.m)	Tser (KN)
ELU	13.96	18.308
ELS	10.297	13.075

VI.6.2 Calcul du ferrailage :

- **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait en **flexion simple**, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b x h) =(100x16) cm².

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} = \frac{13.96 \times 10^3}{100 \times 14.4^2 \times 28.33} = 0.0238 ; \alpha r = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon\epsilon s} = 0.583 ; \mu r = 0.358$$

$\mu < \mu r \Rightarrow A_{s1} =$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 0.0301 ; Z = 14.23 \text{ cm} ; \mu < 0.186 \Rightarrow \epsilon s = 10\% \text{ et } \sigma s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa.}$$

$$A_{s2} = \frac{Mu}{Z\sigma s} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_{s'} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

On Opte pour 4HA12 avec $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

- **Armatures de répartition :**

$St < \min \{(33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie, } (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée}\} ;$

$St < \min \{(33 \text{ et } 48), (22 \text{ et } 32)\}.$

$St = 15 \text{ cm} \dots$ Condition Vérifiée.

$$At = \frac{A_s}{4} = \frac{4.53}{4} = 1.1325 \text{ cm}^2$$

On Opte pour 4HA8 avec $At = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}.$

VI.6.3 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non-fragilité :** $A_{min} = 2.385 \text{ cm}^2$

- **Armatures principales :**

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{18.308}{1 \times 0.144} \times 10^{-3} = 0.127 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} \geq \tau \rightarrow$ Conditions vérifiée. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.6.4 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression :**

$$A'_s = 0, A_s = 4.52 \text{ cm}^2, n = E_s/E_b = 15, \eta = 1.6 \text{ (armature haute adhérence).}$$

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 30 \text{ MPa.}$$

$$50X^2 + 67.8 X - 976.32 = 0 ; X = 3.793 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{100}{3} 3.793^3 + 67.8 (14.4 - 3.793)^2 = 9447.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.297}{9447.05} \times 3.793 \times 10^3 \rightarrow \sigma_{bc} = 4.134 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \bar{\sigma}_{st} = 264 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{10.297}{9447.05} \times (0.144 - 0.03793) \times 10^5 = 173.42 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 173.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 264 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6.5 Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.16}{1.25} = 0.128 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = 0.0031 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0084 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

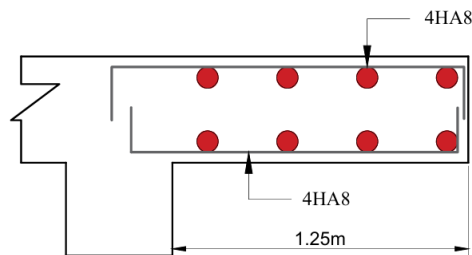


Figure VI.8: Schéma du ferrailage du balcon.

VI.7 ETUDE DE LA DALLE MACHINE :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui sont appliquées sur elle.

VI.7.1 Calcul des sollicitations :

- Charges et surcharges :

Tableau VI.24: Descente de charge de l'ascenseur.

Désignation	Masse volumique (KN/m ³)	e(m)	Poids (KN/m ²)
Poids de la machine supportée.	/	/	50
Dalle pleine.	25	0,20	5
Revêtement.	22	0,05	1,1
Charge permanente G			56.1
Charge d'exploitation Q			1

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Calcul des moments :**

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par les abaques de Pigeaud de calcul des dalles rectangulaires « BAEL91 modifié 99 ».

- **A l'ELU :**

$$Qu = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 56,1 + 1,5 \times 1 = 77,23 \text{ KN/m}^2$$

- **A l'ELS :**

$$Q_{ser} = G + Q = 56,1 + 1 = 57,1 \text{ KN/m}^2.$$

Tableau VI.25: Sollicitations de la dalle machine à l'ELU.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	qu (KN/m ²)	Sens x			
				μ_x	$M_x(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$Max(KN.m)$
2	2.1	0,95	77,23	0,0410	12.666	10.766	5.383
				Sens y			
				μ_y	$M_y(KN.m)$	$M_{ty}(KN.m)$	$May(KN.m)$
				0,8887	11.256	9.568	4.784

Tableau VI.26: Sollicitations de la dalle machine à l'ELS.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	q _{ser} (KN/m ²)	Sens x			
				μ_x	$M_x(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$Max(KN.m)$
2	2.1	0.951	57.1	0,04910	9.364	7.96	4.682
				Sens y			
				μ_y	$M_y(KN.m)$	$M_{ty}(KN.m)$	$May(KN.m)$
				0.8887	8.322	7.074	4.161

VI.7.2 Calcul du ferrailage :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

- Calcul à l'ELU :

Tableau VI.27: Ferrailage de la dalle machine.

Sens	Section	M_u (KN.m)	μ	$\hat{A}_s$ (cm ²)	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Choix des barres	A_s (cm ²)
x-x	Travée	10.77	0,011	0,00	0,014	0,18	1,38	5HA10	3,93
	Appuis	5.38	0,006	0,00	0,008	0,18	0,69	5HA10	3,93
y-y	Travée	9.57	0,01	0,00	0,013	0,18	1,22	5HA10	3,93
	Appuis	4.78	0,005	0,00	0,006	0,18	0,61	5HA10	3,93

- **Diamètre maximal des armatures :**

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre $\phi \leq h / 10 = 20\text{mm}$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 2,981 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$\text{Sens x-x : } s = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } s = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

VI.7.3 Vérifications à l'ELU :

- **Vérifications de la contrainte tangentielle :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.3 \text{ MPa.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{77,23 \times 2 \times 2.1}{2 \times 2.1 + 2} = 52.32 \text{ KN/ml.}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{77,23 \times 2}{3} = 51.49 \text{ KN/ml.}$$

$$V_u = \text{Max}(V_{ux}, V_{uy}) = 52.32 \text{ KN/ml.}$$

$$\tau_u = 0.291 \text{ MPa}$$

$$0,291 \text{ MPa} \leq 2.3 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.7.4 Vérification à L'ELS :

$$\overline{\sigma}_{st} = 264 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_{bc} = 30 \text{ MPa}.$$

Tableau VI.28: Vérification des contraintes de la dalle machine à l'ELS.

Sens	Section	As (cm ²)	As' (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{st}$
x-x	Travée	3,93	0	4,05	13686	7.96	2,27	117	Oui	Oui
	Appuis	3,93	0	4,05	13686	4.68	1,39	69	Oui	Oui
y-y	Travée	3,93	0	4,05	13686	7.074	2,09	105	Oui	Oui
	Appuis	3,93	0	4,05	13686	4.161	1,23	62	Oui	Oui



CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VII.1 INTRODUCTION :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol.

L'étude de l'infrastructure assure la transmission sécurisée des charges de la superstructure vers le sol d'assise, elle vise à garantir la stabilité globale de la structure, tout en tenant compte des caractéristiques géotechniques du terrain. Le choix du type de fondation s'effectue en assurant la stabilité totale du bâtiment, tout en privilégiant une solution économique et facile à réaliser.

Dans le cas du présent projet qui concerne un grand hôtel caractérisé par des charges importantes, le choix d'un radier général est recommandé par le rapport de sol comme solution de fondation, et alors il permet une meilleure répartition des charges sur une grande surface.

VII.2 INFRASTRUCTURES DE L'OUVRAGE :

L'infrastructure du bâtiment est constituée comme suit :

- Premier sous-sol avec $H=3,6$ m.
- Deux sous-sols avec $H=3,06$ m.
- Un voile périphérique sur les trois sous-sols.
- Fondation.

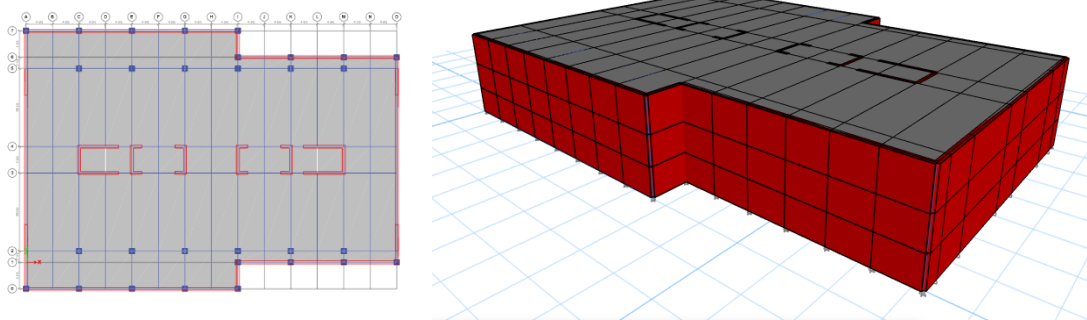


Figure VII.1: Vue en plan et en 3D de l'infrastructure.

VII.3 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

Selon l'article **10.1.2** du **RPA2024** : Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier, etc.) et le niveau de base.

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher bas du RDC. Pour notre structure nous avons trois (3) sous-sols.

On adopte une épaisseur $e = 45$ cm, la même épaisseur de la superstructure pour assurer une descente de charges uniforme et éviter le risque de la fissuration et de rupture, aussi en raison aussi de la simplification du coffrage.

La hauteur totale de voile périphérique = 9.72 m.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

VII.3.1 Détermination des sollicitations :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise sont uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

- **Sous-sol 1** : $L_x = 3,6$ m, $L_y = 8$ m, $e = 45$ cm.
- **Sous-sols 2 et 3** : $L_x = 3,06$ m, $L_y = 8$ m, $e = 45$ cm.

VII.3.1.1 Evaluation des charges :

La Figure VII.2 montre l'évaluation des charges.

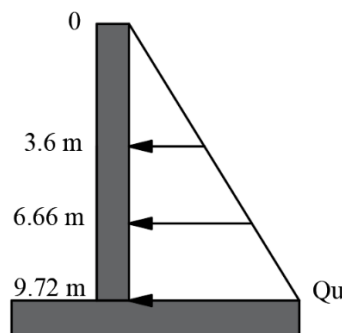


Figure VII.2: Poussée des terres sur le voile périphérique.

- **Poussée des terres :**

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = k_0 \times \gamma \times h$$

Q : Contrainte sur une bande de 1m ;

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) ;

h : Hauteur du voile ;

φ : Angle de frottement interne du remblai = 30° ;

k_0 : Coefficient de poussées des terres au repos.

Où :

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0,5 ;$$

La poussée des terres à la base du voile ($h = 9.72 \text{ m}$) :

$$Q = 0,5 \times 18 \times 9.72 = 87.48 \text{ KN/ml}$$

La poussée des terres au niveau du plancher ($h = 6.66 \text{ m}$) :

$$Q = 0,5 \times 18 \times 6.66 = 59.94 \text{ Kn/ml}$$

Considérant le panneau du troisième sous-sol :

$$Q_{u \text{ moy}} = \frac{3 Q_{\max} + Q_{\min}}{4} = \frac{3 \times 87.48 + 59.94}{4} = 80.595 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 Q_{u \text{ moy}} = 108.803 \text{ KN /ml.}$$

- **Calcul des moments :**

Le coefficient α indique le comportement de panneau tel que $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$, L_x est la petite portée :

- **Sous-sol 1 :** $\alpha = \frac{3.6}{8} = 0.45 > 0.4 \rightarrow$ le panneau porte sur deux sens.

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par le "BAEL91 modifié 99 " : **les abaques de Pigeaud.**

Tableau VII.1: Coefficients μ_x et μ_y donnés par les abaques de Pigeaud.

Sous-Sol 1	ELU		ELS	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
	0.1036	0.1319	0.1051	0.3234

Tableau VII.2: Evaluation des moments du sous-sol 1.

Sous-sol 1	Q (KN/ml)	$Q_u \text{ moy}$ (KN/ml)	$Q_{ser \text{ moy}}$ (KN)	M_{uy} (KN.m)	M_{ux} (KN.m)	M_{sery} (KN.m)	M_{serx} (KN.m)
	0	32.805	24.3	5.81	44.045	10.704	33.099
	32.4						

- **Sous-sols 2 et 3 :** $\alpha = \frac{3.06}{8} = 0.38 < 0.4 \rightarrow$ le panneau porte dans un seul sens. Dans ce cas le calcul est assimilé à une poutre de largeur unitaire de 1m, et une hauteur qui est égale à l'épaisseur du voile.

Tableau VII.3: Evaluation des moments du sous-sol 2 et 3.

Niveau	Q_u (KN/ml)	$Q_u \text{ moy}$ (KN/ml)	$Q_s \text{ moy}$ (KN/ml)	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)
Sous-sol 2	32.4	71.62	53.055	335.31	248.39
	59.94				
Sous-sol 3	59.94	108.81	80.595	509.426	377.33
	87.48				

VII.3.1.2 Calcul du ferrailage :

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$L_x = 3,06$ m; $L_y = 11.8$ m; $b = 100$ cm; $h = 45$ cm; $d = 0.9h = 18$ cm.

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- **Sous-sol 1 :**

En travée : $Mu = 0.85(Mx, My)$;

Sur appuis : $Mu = 0.5(Mx, My)$.

- **Sous-sol 2 et 3 :**

En travée : $0.85Mu$.

Sur appuis : $0.3Mu$.

Tableau VII.4: Ferrailage du voile périphérique.

Niveau		Sens	Mu (KN.m)	As (cm^2)	Choix des barres	As cm^2/ml
Sous sol 1	Travée	x-x	31.822	1.81	6 HA 12	6.78
		y-y	4.939	0,28	6 HA 12	6.78
	Appuis	x-x	2.905	0.17	6 HA 12	6.78
		y-y	3,56	0,2	6 HA 12	6.78
Sous sol 2	Travée		285.014	16.73	6 HA 20	18.84
	Appuis		100.59	5.78	6 HA 12	12.06
Sous sol 3	Travée		433.012	25.9	6 HA 25	29.45
	Appuis		152.828	8.83	6 HA 12	12,06

- **Ferrailage constructif :**

On optera pour les trois sous-sols une section du ferrailage constructif de 6HA12/ml, pour garder la même maille dans les deux sens.

VII.3.1.3 Vérifications nécessaires :

- **Condition exigée par le RPA2024 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes : $A_L \geq 0,1\% \times 45 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2 \dots$ Condition vérifiée.

- **Condition de non-fragilité :**

Pour les voiles travaillant comme une dalle portant dans les deux sens la condition est comme suit :

- **Sous-sol 1 :**

D'après le « BAEL91 modifié 99 » [2]

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \cdot \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \cdot \frac{bh}{2} = 0,0006 \left[3 - \frac{3,6}{11,8} \right] \cdot \frac{100 \times 20}{2} = 3.64 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 b h = 0,0006 \times 100 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ Pour les barres de FeE500

En travée $\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = 3.64 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq A_y^{min} = 2.7 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Sur appuis $\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = 3.64 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq A_y^{min} = 2.7 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Sous-sols 2 et 3 :**

$$0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.71 \text{ cm}^2$$

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

- **Sous-sol 1 :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{50}{1,5} = 2.33 \text{ MPa.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} ; V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} ; V_u^{max} = \text{Max}(V_{ux}, V_{uy}).$$

- **Sous-sols 2 et 3 :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa.}$$

$$V_u^{max} = q_u \times l$$

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Le tableau VII.5 résume les vérifications de l'effort tranchant.

Tableau VII.5: Vérifications de l'effort tranchant pour le voile peripherique.

Niveau	Q_{umax} (KN/m ²)	V_{ux} (KN)	V_{uy} (KN)	V_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Sous sol 1	32.805	48.203	39.366	48.203	0,119	2.33	Vérifiée
Sous sol 2	69.98			214.14	0,529	4	Vérifiée
Sous sol 3	108.81			332.96	0,822	4	Vérifiée

- Vérification de l'espacement des armatures :**

Fissuration préjudiciable :

$$\begin{cases} \text{sens } x : St \leq \min(2h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{sens } y : St \leq \min(4h, 43 \text{ cm}) = 43 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend } St = 20 \text{ cm.}$$

- Vérification à l'ELS :**

Le tableau VII.6 résume les contraintes du béton à l'ELS des différents niveaux.

Tableau VII.6: Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveau			As (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 30 \text{ MPa}$
Sous-sol 1	Travée	x-x	4,71	6.89	90711.26	28.134	2.137	Vérifiée
		y-y	4,71	6.89	90711.26	9.098	0.691	Vérifiée
	Appuis	x-x	4,71	6.89	90711.26	16.550	1.257	Vérifiée
		y-y	4,71	6.89	90711.26	5.352	0.407	Vérifiée
Sous-sol 2	Travée		18.84	12.57	286656.1	248.390	10.892	Vérifiée
	Appuis		12.06	10.43	201391.5	74.517	3.859	Vérifiée
Sous-sol 3	Travée		29.45	14.05	401499.6	377.330	13.204	Vérifiée
	Appuis		12.06	10.43	201391.5	113.199	5.863	Vérifiée

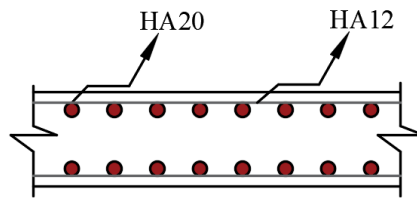


Figure VII.3: Schéma du ferrailage du voile périphérique (sous-sol 2).

VII.4 TYPES DE FONDATIONS :

Afin de déterminer le système de fondation le plus adéquat à notre ouvrage, nous devons faire quelques vérifications sur la capacité portante dont les semelles peuvent supporter selon leur type, Il existe plusieurs types de fondations utilisées dans la construction de bâtiments :

- Fondations superficielles isolées ou filantes.
- Fondations en radier.
- Fondations profondes sur pieux.

Pour notre projet, et d'après le rapport de sol et les résultats du laboratoire il est recommandé **un radier général**.

VII.5 DEFINITION ET MODE DE FONCTIONNEMENT DU RADIER :

Le radier est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçu en tant que fondation superficielle. Ce système permet une bonne répartition des charges sous la surface de bâtiment.

- Un radier peut supporter des structures entières, telle que les réservoirs, les tours, etc.
- Généralement le radier est utilisé lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment.

Un calcul préliminaire en fondations isolées a donné une surface totale supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

Le radier supporte **les actions verticales ascendantes** provoquées par la réaction du sol sur toute la surface du radier, ainsi que **les actions descendantes** exercées par les murs et les poteaux. Le radier général plein (Figure VII.4), est le plus couramment utilisé en raison de sa simplicité de conception, et son efficacité pour répartir les charges.

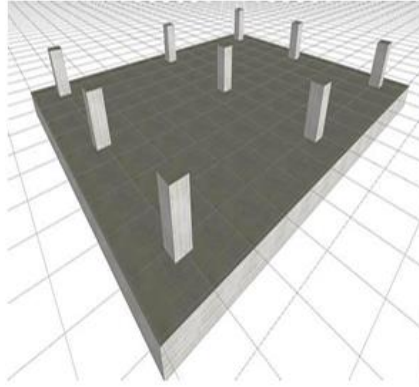


Figure VII.4: Radier général plein (radier plat).

VII.6 CARACTERISTIQUES DU SITE D'ASSISE :

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire de géotechnique « EURL ATLAS ENGINEERING », les résultats obtenus sont :

- Site classé dans la catégorie S3 (site meuble).
- Taux de travail admissible du sol égal à 3 bars.
- Ancrage à 12 m par rapport au terrain naturel.

VII.7 DIMENSIONNEMENT DU RADIER :

VII.7.1 Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 11.8 \text{ m} \quad h \geq 1.18 \text{ m}$$

VII.7.2 Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad L_e = \frac{L_{\max}}{\frac{\pi}{2}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

E : module d'élasticité différé. $E = 1,21 \cdot 10^7 \text{ KPa}$;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K : Coefficient de raideur du sol. $K = 4000 \text{ KN/m}^3$;

b : Largeur du radier ;

$L_{\max}$: Plus grande distance entre deux files parallèles.

Après simplification :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \cdot b}{4E} \cdot L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{42} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{4000 \times 42}{4 \times 3700 \sqrt[3]{50} \times 10^3} \cdot 11.8^4 \right]} = 1.4\text{m.}$$

VII.7.3 Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28}$$

Avec : $\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$.

Tableau VII.7: Effort tranchant à la base du RDC pour les voiles les plus sollicités.

Voile	V_u ELU (KN)	V_u ELA (KN)	V_u max (KN)
Voile de 605cm	-11001.38	-38487.96	-38487.96
Voile de 400cm	-11117.39	-34796.078	-34796.078

- Evaluation des charges verticales des sous-sols :**

Le poids total à la base du dernier sous-sol est obtenu par logiciel ETABS :

Tableau VII.8: Charge et surcharge des sous-sols.

Poids des sous-sols	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)
	91149.27	19920	152931.515

- Voile 605cm :**

avec : $V_u = 38487.96 + 152931.515 = 191419.475 \text{ KN}$

$$V_u = \frac{191419.475}{1992} \cdot \frac{11.8}{2} = 566.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.567}{1 \times 0.9 \times 1.6} = 0.394 \leq 2.5 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Voile 400cm :**

$$\text{avec : } V_u = 34796.078 + 152931.515 = 187727.596 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{187727.596}{1992} \cdot \frac{11.8}{2} = 556.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.567}{1 \times 0.9 \times 1.6} = 0.386 \leq 2.5 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

L'épaisseur totale du radier qui reprend aux trois conditions citées si avant est : **h=1.6 m**, donc on opte pour un radier général. Cette épaisseur est due aux grandes portées des travées (11.8m et 8 m).

Il y a lieu faire remarquer qu'un premier calcul avec un radier évidé a donné lieu à des contraintes de sol négatives (soulèvement), de ce fait nous avons opté un radier plein ce qui nous a permis de retrouver la stabilité du radier (élimination des contraintes négatives).

VII.7.4 Calcul du D (débordement) :

Pour le débord, il sera sur toute la périphérie du bâtiment. Les règles de l'art préconisent des largeurs entre 50 et 150 cm, lors d'un premier calcul on a pris un débord de 100 cm. Cette valeur a donné des contraintes minimales du sol de traction (négatives), nous avons augmenté cette valeur en prenant D=150cm.

Alors la surface totale avec débord du radier est : $S_{radier} = 2286 \text{ m}^2$.

VII.8 VERIFICATIONS DU RADIER :

VII.8.1 Vérifications de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N}{S_{radier}} \leq \sigma_{adm} = 300 \text{ KPa}$$

D'ou:

$$N = N_{superstructure} + N_{sous sol} + N_{radier} = 164606.916 + 111069.2735 + 91440 \\ = 367116.19 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N_{superstructure} + N_{sous sol} + N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{367116.19}{2286} = 160.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = 160.59 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 300 \text{ KN/m}^2$$

VII.8.2 Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique.

On doit vérifier $W \geq \alpha \gamma_w h S_r$ dans deux cas :

VII.8.2.1 Avant la mise en service : sans charge d'exploitation (bâtiment vide sous G) :

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = 157856.6768 + 91149.2735 + 91440 = 340445.95 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$) ;

h : la hauteur du bâtiment émergé ($h = 4.72 \text{ m}$) ;

S_r : Surface du radier ($S_r = 2286 \text{ m}^2$) ;

$$\alpha \gamma_w h S_r = 1,5 \times 1 \times 4.72 \times 2286 = 16184.88 \text{ t} ;$$

$$\alpha \gamma_w h S_r = 13565,82 \text{ t} < 34044.595 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.8.2.2 Après la mise en service : avec charge d'exploitation (bâtiment sous G+Q) :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier sous G+Q :

$$W = 180357.477 + 111069.274 + 91440 = 382866.751 \text{ KN}$$

$$\alpha \gamma_w h S_r = 1,5 \times 1 \times 4.72 \times 2286 = 16184.88 \text{ t}$$

$$\alpha \gamma_w h S_r = 16184.88 \text{ t} < 38286.675 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.8.3 Vérification au non-poinçonnement :

D'après les règles **BAEL91 /A5.2.42**. Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Nous devons vérifier :

$$Nu \geq \frac{0.045 \mu_c h r f_{c28}}{\gamma b}$$

Avec :

$$Nu = 1.35 N_g + 1.5 N_q ;$$

hr : Epaisseur du radier ;

μ_c : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier (Figure VII.5).

$$\mu_c : 2(a + h) + 2(b + h)$$

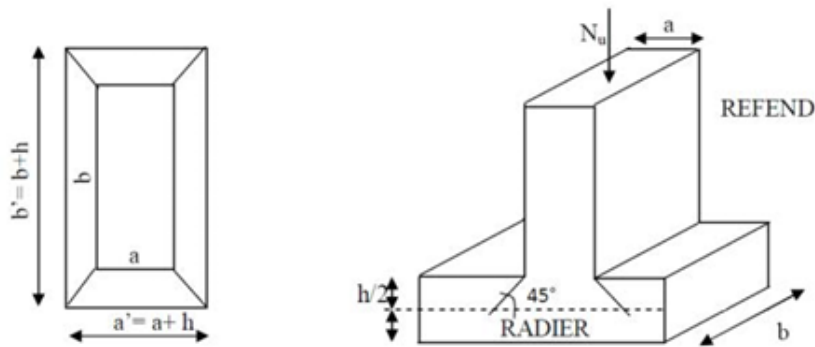


Figure VII.5: Périmètre de contour cisailé.

Tableau VII.9: Vérification du non poinçonnement des voiles les plus sollicités.

Voile	$\mu_c(m)$	$\frac{0.045\mu_c h r f_{c28}}{\gamma b}$ (MN)	N_u (MN)	Non-poinçonnement
De 605 cm	19.4	46.56	191.419	Vérifiée
De 400 cm	15.3	36.72	187.728	Vérifiée

VII.8.4 Vérification des contraintes du sol :

Selon l'article 5.7 du **RPA2024** : Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison d'actions suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1.4E_1 \\ G + \psi Q \pm 1.4E_2 \end{cases}$$

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons mentionnées ci-avant.

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 450 \text{ KPa.}$$

Sens X-X :

$$X_G = 28.03 \text{ m} ; I_{xx} = 645871.9 \text{ m}^4 ; S = 2286 \text{ m}^2$$

$$M_x = 1476943.561 + 66860.09197 \times 11.32 = 2233799.802 \text{ KN.m}$$

$$N = 164606.916 + 111069.274 + 91440 = 367116.19 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{367116.19}{2286} \pm \frac{2233799.802}{645871.9} \times 30.97$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 267.71 \text{ KN/m}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 450 \text{ KPa} \\ \sigma_2 = 53.48 \text{ KN/m}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 450 \text{ KPa} \end{cases}$$

Sens Y-Y :

$$Y_G = 21 \text{ m} ; I_{yy} = 294698 \text{ m}^4 ; S = 2286 \text{ m}^2$$

$$M_y = 1490991.032 + 66134.522 \times 11.32 \text{ KN.m}$$

$$N = 164606.916 + 111069.274 + 91440 = 367116.19 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{367116.9}{2286} \pm \frac{2239603.821}{294698} \times 21$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 320.186 \text{ KN/m}^2 \leq 450 \text{ KPa} \\ \sigma_2 = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 450 \text{ KPa} \end{cases}$$

Donc, il n'y a pas de risque de soulèvement dans les deux sens.

VII.8.5 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91. La fissuration est considérée comme préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VII.8.5.1 Evaluation des charges sous radier :

- Sous l'ELA :

Tableau VII.10: Evaluation des charges sous radier à l'ELA.

Sens	Sens x-x	Sens y-y
Contrainte moyenne (KN/m ²)	160.595	160.593

- Sous l'ELU et l'ELS :

$$N_{total} = N_{structure} + N_{radier}$$

$$N_{structure} = N_{ssol} + N_{superstructure}$$

$$q = \frac{N}{S}$$

Chargement du radier : $q_{sol} - q_{poids propre radier}$

Avec : $S=2286 \text{ m}^2$.

Tableau VII.11: Evaluation des charges sous radier à l'ELU et l'ELS.

Combinaison	ELU	ELS
$N_{superst}(KN)$	246857.714	180357.4768
$N_{ssol}(KN)$	152931.517	111069.2735
$N_{radier}(KN)$	123444	91440
$N_{total}(KN)$	523233.231	382866.7503
$q_{sol}(KPa)$	228.886	167.48
Chargement $q(KPa)$	188.886	127.48

- **Conclusion :**

Le chargement du radier par les contraintes du sol a montré que l'état limite ultime (ELU) est plus défavorable que l'ELA, donc le ferrailage de ce dernier se fera avec les contraintes obtenues à l'ELU.

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.8.5.2 Calcul des moments :

$$Mtx = 0.85(Mx, My) \quad ; \quad Max = 0.5(Mx, My)$$

Le tableau (VII.12) (VII.13) résume les différents moments à l'ELS et à l'ELS.

Tableau VII.12: Moments à l'état limite ultime.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	qu(KN/m ²)	Sens x			
				μx	Mx(KN.m)	Mtx(KN.m)	Max (KN.m)
8	11.8	0,68	188.886	0,072	870.387	739.829	435.193
				Sens y			
				μy	My(KN.m)	Mty(KN.m)	May (KN.m)
				0.402	349.895	297.411	174.948

Tableau VII.13: Moments à l'état limite de service.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	qu(KN/m ²)	Sens x			
				ux	Mx(KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)
8	11.8	0,68	127.48	0,0779	635.56	540.229	317.782
				Sens y			
				uy	My(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
				0,547	347.65	295.506	173.827

VII.8.5.3 Ferrailage des panneaux du radier :

b = 100 cm ; h = 160 cm ; d = 144 cm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.14: Ferrailage du radier.

Section	Sens	Mu (KN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	Choix des barres	As min (CNF) (cm ²)
Travée	x-x	739.829	0,00	11.89	8HA20=25.13cm ²	23.846
	y-y	297.411	0,00	4.76	8HA20	23.846
Appuis	x-x	435.193	0,00	6.98	8HA20	23.846
	y-y	174.948	0,00	2.8	8HA20	23.846

- Les Armatures bateaux :**

Ce sont des armatures qui assurent la liaison entre la nappe supérieure et la nappe inférieure, on opte pour des barres de T12.

- Vérification la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa)$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{188.886 \times 11.8}{2} = 1114,427 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{1114.427}{1 \times 1.6 \times 0.9} \times 10^{-3} = 0.774 < \overline{\tau_u} = 4 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Condition de non-fragilité:**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 23.846 \text{ cm}^2.$$

• Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.15: Vérification des contraintes du radier à l'ELS.

Sens	Section	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 30$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 264$ (MPa)
x-x	Travée	540.229	25.13	2.74	Vérifiée	160.19	Vérifiée
	Appuis	317.782	25.13	1.61	Vérifiée	94.23	Vérifiée
y-y	Travée	295.506	25.13	1.50	Vérifiée	87.63	Vérifiée
	Appuis	173.827	25.13	0.88	Vérifiée	51.54	Vérifiée

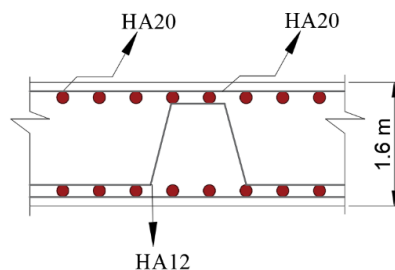


Figure VII.6: Schéma du ferrailage du radier.

VII.9 FERRAILLAGE DES DEBORDS :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 1$ m, qui est sollicité à un moment négatif (traction dans les fibres supérieures).

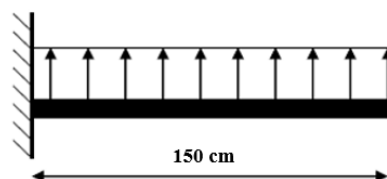


Figure VII.7: Schéma statique du débord.

- **Calcul des moments :**

$$M_{max} = \frac{ql^2}{2} \text{ Avec } l = 1.5m.$$

Tableau VII.16: Moments sollicités par le débord.

Combinaison	ELU	ELS
$q(\text{KN/m}^2)$	188.886	127.48
$M_{max}(\text{KN.m})$	212.497	143.415

- **Calcul du ferrailage :**

En utilisant logiciel Socotec, la section d'aciers obtenue est 3.4 cm^2 pour 1 ml qui est très petite, Donc le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier.



CHAPITRE VIII

CALCUL A

LA TEMPERATURE



VIII.1 INTRODUCTION :

Les structures en béton armé sont soumises à des variations de température. Ces variations entraînent des phénomènes de dilatation et de contraction du béton pouvant générer des efforts supplémentaires dans les éléments structuraux, En effet, plus l'ouvrage est de grandes dimensions, plus les effets de température deviennent plus importants.

Afin de limiter les désordres liés aux effets thermiques, le CBA93, impose la prise en compte de ces actions dans les cas où les dimensions de l'ouvrage dépassent certaines limites, ou au-delà de ces limites il devient nécessaire de mettre un joint de dilatation.

Dans les chapitres précédents, le dimensionnement et le calcul du ferrailage ont été effectués sans considération des effets de température. Le présent chapitre a pour objectif d'intégrer les actions thermiques dans le modèle de calcul afin d'évaluer leur influence sur le comportement de la structure et le ferrailage des éléments étudiés.

VIII.2 APPLICATION DE L'ANALYSE THERMIQUE :

Selon l'article B.5.1 du CBA93 : Dans les calculs relatifs aux "constructions courantes" et aux "constructions industrielles", on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 30 m dans les Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, T'EMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.

Pour notre structure sans joint qui se situe dans la wilaya d'Alger, avec des dimensions en plan ($L_y = 27.6\text{m}$, $L_x = 56\text{m}$). La dimension L_x dépasse 30m, bien que L_y soit inférieur à 30 m, cette valeur reste proche de cette limite, le calcul à la température est nécessaire, donc ce calcul sera effectué dans les deux directions par mesure de précaution.

VIII.3 MODELISATION NUMERIQUE :

Pour prendre en compte l'effet de la température, on va faire une modélisation par le logiciel ETABS, d'où on définit les combinaisons thermiques de telle façon à sélectionner tous les éléments qui sont exposés au soleil ou bien à la chaleur externe, et on applique une température uniforme T .

- Coefficient de dilatation du béton armé $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.
- La température est généralement considérée comme une charge lentement variable qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 13630.917\text{MPa}.$$

CHAPITRE VIII : CALCUL A LA TEMPERATURE

- Combinaisons de calcul faisant intervenir la température :
$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } 1.35G + 1.5Q + 0.8T \\ \text{à l'ELS: } G + Q + 0.6T \text{ (} G + T \text{ dans la littérature sur autres documents)} \end{cases}$$
- Températures appliquées : Selon L'article A.3.1.3.3 du CBA93 : A défaut de justifications plus précises on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivantes :

En Algérie du Nord (climat tempéré) : $T_{max} = 35^{\circ}\text{C}$ et $T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$.

- Prise en compte du cas de léger dépassement :

Dans le cas d'un léger dépassement de ces limites de dimensions, il est admis de ne prendre en compte qu'une fraction α des effets des variations de température si la dimension du bâtiment dépasse la dimension maximale (l_{max}) mais que cette dimension est inférieure à $1.25l_{max}$:

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{si } l \leq 1.25l_{max} \\ 4\left(\frac{l}{l_{max}} - 1\right) & \text{si } l_{max} < l \leq 1.25l_{max} \\ 1 & \text{si } l > 1.25l_{max} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} l_x = 56 \text{ m et } l_y = 27.6 \text{ m} \\ l_{max} = 30 \text{ m} \\ 1.25l_{max} = 1.25 \times 30 = 37.5 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc on prend : } \begin{cases} \text{sens } xx: \text{fraction } \alpha = 1 \\ \text{sens } yy: \text{fraction } \alpha = 0 \end{cases}$$

- Les éléments pris en compte pour le calcul de la température sont les éléments structuraux des deux pignons, des deux façades et ceux du plancher terrasse.

VIII.4 RESULTATS DES EFFORTS SOUS L'EFFET DE LA TEMPERATURE :

Les figures ci-après montrent les résultats de la simulation numérique sous l'effet de la température ($T_{max} = 35^{\circ}\text{C}$ et $T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$).

VIII.4.1 Efforts dans les voiles :

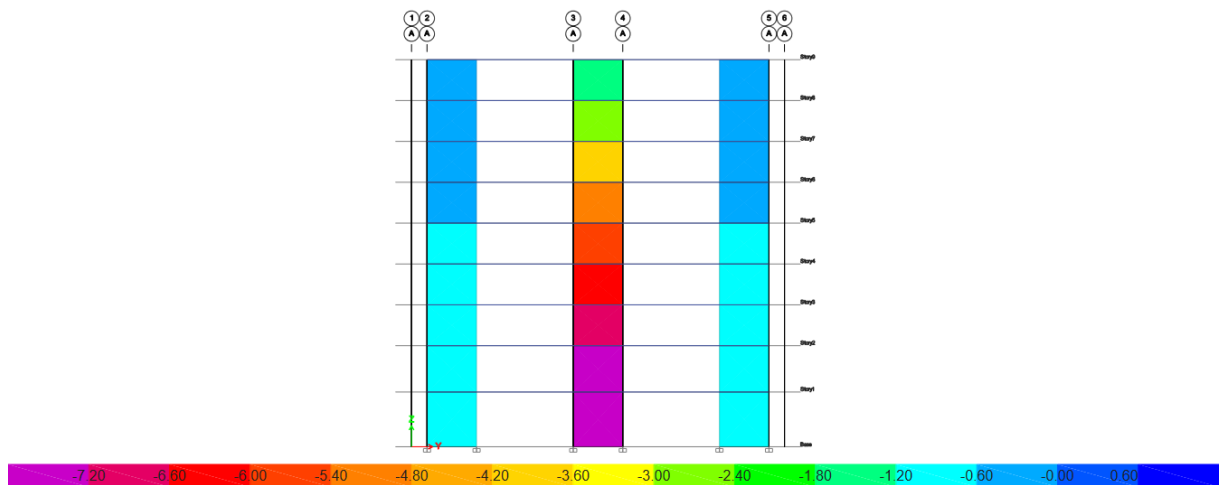


Figure VIII.1: Efforts dus à la température ($T_{max} = 35^{\circ}\text{C}$) dans les voiles.

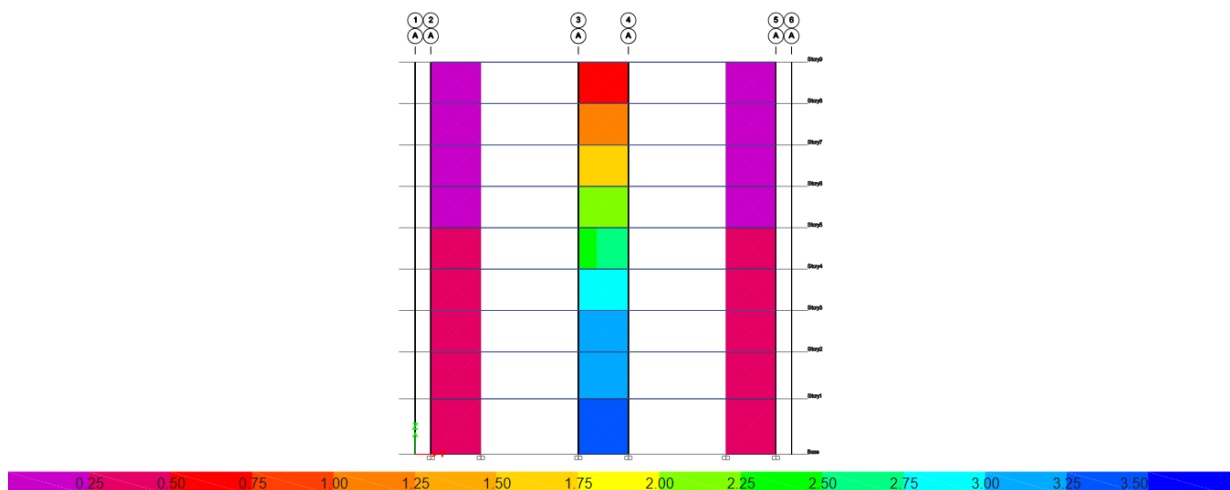


Figure VIII.2: Efforts dus à la température ($T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$) dans les voiles.

VIII.4.2 Efforts les poteaux et les poutres :

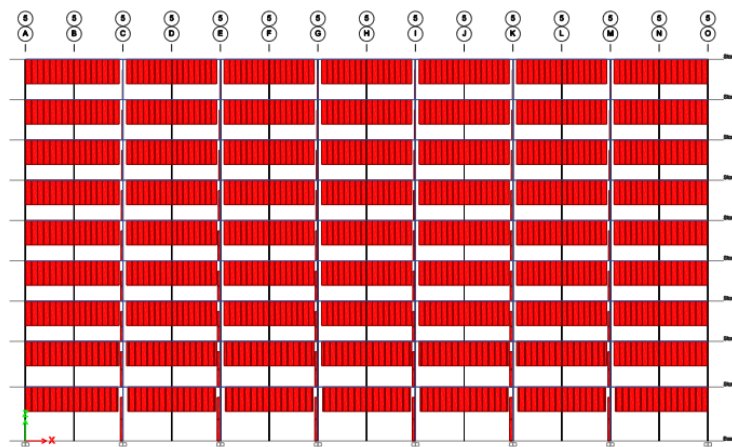


Figure VIII.3: Efforts de dilatation sous ($T_{max} = 35^{\circ}\text{C}$) dans les poteaux et les poutres.

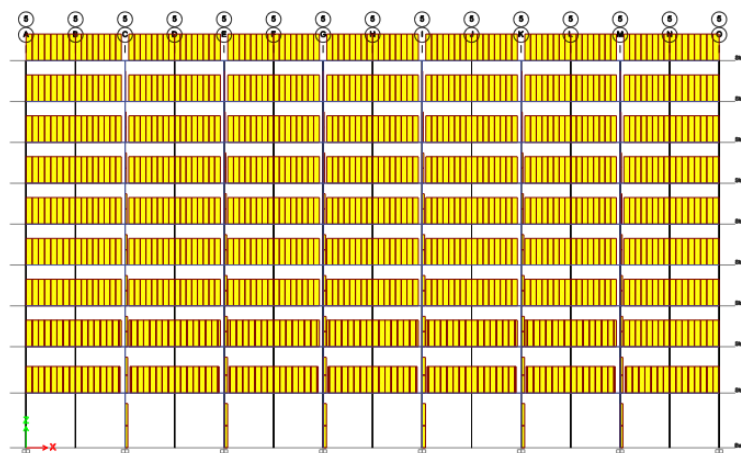


Figure VIII.4: Efforts de contraction sous ($T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$) dans les poteaux et les poutres.

CHAPITRE VIII : CALCUL A LA TEMPERATURE

VIII.5 FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SOUS L'EFFET DE LA TEMPERATURE :

En comparant le ferrailage mise en place obtenu sans application de l'effet de température et celui avec application d'effet de température :

VIII.5.1 Voiles :

Tableau VIII.1: Comparaison du ferrailage d'un voile périphérique.

Combinaison	$A_s (cm^2)$
Section d'aciers mise en place (story9)	49.28
Sous $1.35G+1.5Q+0.8T$	40.36

VIII.5.2 Poutres :

Tableau VIII.2: Comparaison du ferrailage des poutres périphériques.

Poutre	Section d'aciers mise en place	Sous $1.35G+1.5Q+0.8T$
	$A_s (cm^2)$	$A_s (cm^2)$
Poutre (80×30)	12.06	4.67
Poutre (70×30)	18.82	18.82

VIII.5.3 Poteaux:

Tableau VIII.3: Comparaison du ferrailage des poteaux périphériques.

Poteaux	Section d'aciers mise en place	Sous $1.35G+1.5Q+0.8T$
	$A_s (cm^2)$	$A_s (cm^2)$
Poteau (80×80)	64.78	64
Poteau (60×60)	36	36

VIII.6 CONCLUSION :

Le choix du ferrailage mis en place dans les poutres, les poteaux et les voiles est supérieure à celui obtenu à l'ELU avec effet de la température ($1.35 G+1.5+0.8T$).

De ce fait, l'effet de la température n'est pas important, et la disposition d'un joint de dilatation n'est pas nécessaire.

En plus, lors de la réalisation de l'ouvrage toutes les parties périphériques (deux pignons et deux façades), ainsi que le plancher terrasse vont subir un traitement adéquat contre les effets de la température.



CHAPITRE IX
EXTENSION DE LA
STRUCTURE EN $R+11$



IX.1 INTRODUCTION :

Initialement, ce projet avait été conçu pour un bâtiment en R+11. Cependant, pour des raisons financières, le nombre d'étages a été réduit à R+8 lors de la phase de l'étude. Actuellement un retour à la configuration en R+11 est envisagée. Ainsi, une vérification de la capacité de la structure existante à supporter cette surélévation a été effectuée afin d'évaluer la faisabilité de cette extension.

Dans ce chapitre, nous allons vérifier la possibilité d'extension verticale de l'ouvrage existant, tout en garantissant la sécurité et le bon comportement de l'ouvrage conformément au règlement RPA2024.

IX.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE :

L'extension consiste à rajouter 3 étages supplémentaires à la bâtisse existante. Les étages sont identiques à ceux du 2^{ème} au 8^{ème} étage du bâtiment initialement réalisé et ce sur tous les aspects constructifs. Ils ont effectivement la même superficie, les mêmes poteaux, les mêmes poutres. Et les mêmes voiles avec la même fonction.

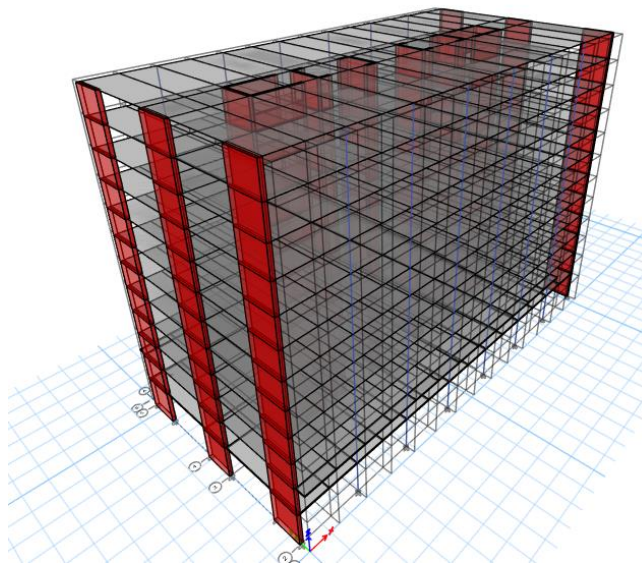


Figure IX.1: Une vue 3D après l'extension de la structure.

IX.3 ANALYSE DYNAMIQUE :

IX.3.1 Vérification du comportement sismique de la structure :

Tableau IX.1: Résultats d'analyse dynamique de la structure en R+11.

Mode	Period (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.849	5.74E-09	0.688	5.74E-09	0.688	1.46E-05
2	0.813	0.700	3.58E-09	0.700	0.688	7.50E-06
3	0.778	6.74E-06	2.30E-05	0.700	0.688	0.699
4	0.201	0.172	1.10E-08	0.872	0.688	1.01E-06
5	0.198	7.92E-09	0.177	0.872	0.866	4.57E-05
6	0.190	1.08E-06	4.02E-05	0.872	0.866	0.169
7	0.091	0.0618	1.53E-10	0.934	0.866	8.61E-08
8	0.086	2.39E-11	0.064	0.934	0.931	0.000
9	0.083	2.02E-07	8.27E-05	0.934	0.931	0.061

- Interprétation des résultats :**

Les résultats de cette analyse dynamique ont montré que les premiers modes traduisent un comportement dynamique globalement favorable dominé par la translation, avec une participation massique qui dépasse les 90% dès les troisièmes modes et ce, dans les deux directions longitudinale (x-x) et transversale (y-y).

IX.3.2 Vérification de la période :

- Estimation de la période fondamentale numérique de la structure T :**

La période fondamentale calculée par le logiciel ETABS :

Selon x : $T_x = 0.813$ s

Selon y : $T_y = 0.849$ s

- La période fondamentale calculée par la méthode empirique :**

$$T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{3/4} \quad (\text{Art.4.2.4 du RPA 2024})$$

Avec :

$h_N = 41.16$ m ;

$C_T = 0.05$.

Donc : $T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (41.16)^{3/4} = 0.813 \text{ s}$.

Tableau IX.2: Valeurs de la période (T_0).

Période numérique (ETABS)	$1.3T_{\text{empirique}} \text{ (s)}$	$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{emp}}$	Période à utiliser
$T_x=0.813 \text{ s}$	1.057	Vérifiée	$T_0=T_{\text{calcul}}$
$T_y=0.849 \text{ s}$	1.057	Vérifiée	$T_0=T_{\text{calcul}}$

IX.4 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :

La vérification de l'effort normal réduit se fait dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme.

- **Poteaux :**

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35 \quad (\text{Art 7.4.3 RPA 2024})$$

Tableau IX.3: Vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Poteau	Dimensions (cm^2)	Combinaison	$N_d \text{ max (KN)}$	v	$v \leq 0.35$
C1(story 1)	80×80	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-7134.174	0.221	OUI
C8(story 2)	60×60	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-6417.864	0.357	NON

- **VOILES :**

L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.4 \quad (\text{Art 7.7.2 RPA 2024})$$

Tableau IX.4: Vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les voiles.

Voile	Dimensions (m^2)	Combinaison	$N_d \text{ max (KN)}$	ν	$\nu \leq 0.4$
VL3CD 605 (Story1)	6.05×0.45	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	-40021.711	0.294	OUI
VTM34 400 (Story1)	4×0.45	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	-37535.722	0.417	NON

• **Remarque :**

L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour le poteau de $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ au niveau du 2^{ème} étage, et pour le voile de $(400 \times 45) \text{ cm}^2$ au niveau du 1^{er} étage.

IX.5 JUSTIFICATION DE LA SECURITE :

IX.5.1 Vérification des déplacements :

Selon l'article 4.5.2 du **RPA 2024**, Le déplacement horizontal, à chaque niveau « k », de la structure est calculé selon la formule suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek} = 3.75 \delta_{ek}$$

IX.5.1.1 Justification de non-effondrement :

Selon l'article 5.10.1 du **RPA 2024**, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$ tel que :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

Dans notre cas, le type de la structure est un bâtiment en béton armé, alors d'après le tableau 5.2 du **RPA 2024**, la valeur limite des déplacements inter-étages est :

$$\overline{\Delta_k} = 0.015 h_k$$

Tableau IX.5: Justification de non-effondrement suivant X-X.

Story	$U_x(mm)$	$\delta_k(mm)$	$\Delta_k(mm)$	$h_k (mm)$	$\overline{\Delta_k}(mm)$	$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$
12	55.1	206.6	17.4	3300	49.5	Vérifiée
11	50.5	189.2	18.2	3300	49.5	Vérifiée
10	45.6	171.0	19.0	3300	49.5	Vérifiée
9	40.5	152.0	19.7	3300	49.5	Vérifiée
8	35.3	132.3	20.1	3300	49.5	Vérifiée
7	29.9	112.2	20.2	3300	49.5	Vérifiée
6	24.5	91.9	19.9	3300	49.5	Vérifiée
5	19.2	72.0	19.0	3300	49.5	Vérifiée
4	14.1	53.0	17.5	3300	49.5	Vérifiée
3	9.5	35.5	15.2	3300	49.5	Vérifiée
2	5.4	20.4	13.2	3740	56.1	Vérifiée
1	1.9	7.2	7.2	4420	66.3	Vérifiée

Tableau IX.6: Justification de non-effondrement suivant Y-Y.

Story	$U_y(mm)$	$\delta_k(mm)$	$\Delta_k(mm)$	$h_k (mm)$	$\overline{\Delta_k}(mm)$	$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$
12	57.7	216.2	19.5	3300	49.5	Vérifiée
11	52.5	196.8	20.1	3300	49.5	Vérifiée
10	47.1	176.7	20.7	3300	49.5	Vérifiée
9	41.6	156.0	21.2	3300	49.5	Vérifiée
8	36.0	134.8	21.4	3300	49.5	Vérifiée
7	30.3	113.5	21.2	3300	49.5	Vérifiée
6	24.6	92.2	20.6	3300	49.5	Vérifiée
5	19.1	71.6	19.4	3300	49.5	Vérifiée
4	13.9	52.2	17.6	3300	49.5	Vérifiée
3	9.2	34.5	15.0	3300	49.5	Vérifiée
2	5.2	19.5	12.8	3740	56.1	Vérifiée
1	1.8	6.7	6.7	4420	66.3	Vérifiée

IX.5.1.2 Justification de limitation des dommages :

Selon l'article 5.10.2 du **RPA 2024**, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser la limite suivante (pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes) :

$$0.5\Delta_k \leq 0.005h_k$$

Tableau IX.7: Justification de la limitation des dommages suivant X-X.

Story	h_k (m)	$0.005h_k(mm)$	$0.5\Delta_k$	$0.5 \Delta_k \leq 0.005h_k$
12	3300	16.5	8.70	Vérifiée
11	3300	16.5	9.12	Vérifiée
10	3300	16.5	9.51	Vérifiée
9	3300	16.5	9.84	Vérifiée
8	3300	16.5	10.07	Vérifiée
7	3300	16.5	10.12	Vérifiée
6	3300	16.5	9.95	Vérifiée
5	3300	16.5	9.51	Vérifiée
4	3300	16.5	8.74	Vérifiée
3	3300	16.5	7.59	Vérifiée
2	3740	18.7	6.58	Vérifiée
1	4420	22.1	3.60	Vérifiée

Tableau IX.8: Justification de la limitation des dommages suivant Y-Y.

Story	h_k (mm)	$0.005h_k$ (mm)	$0.5\Delta_k$	$0.5 \Delta_k \leq 0.005h_k$
12	3300	16.5	9.73	Vérifiée
11	3300	16.5	10.05	Vérifiée
10	3300	16.5	10.35	Vérifiée
9	3300	16.5	10.58	Vérifiée
8	3300	16.5	10.68	Vérifiée
7	3300	16.5	10.61	Vérifiée
6	3300	16.5	10.30	Vérifiée
5	3300	16.5	9.72	Vérifiée
4	3300	16.5	8.82	Vérifiée
3	3300	16.5	7.52	Vérifiée
2	3740	18.7	6.41	Vérifiée
1	4420	22.1	3.34	Vérifiée

IX.5.2 Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition **5.10** de l'article **5.9** du **RPA 2024** est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Tableau IX.9: Vérification de l'effet P- Δ suivant X-X.

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_k (mm)	V_x (KN)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
12	16549.922	3.300	17.4	6791.179	0.013	Vérifiée
11	33649.198	3.300	18.2	12367.442	0.015	Vérifiée
10	50748.474	3.300	19.0	16903.350	0.017	Vérifiée
9	67847.750	3.300	19.7	20691.801	0.020	Vérifiée
8	84947.026	3.300	20.1	23927.548	0.022	Vérifiée
7	102046.302	3.300	20.2	26740.282	0.023	Vérifiée
6	119145.578	3.300	19.9	29209.101	0.025	Vérifiée
5	136576.452	3.300	19.0	31365.263	0.025	Vérifiée
4	154070.138	3.300	17.5	33197.582	0.025	Vérifiée
3	171563.824	3.300	15.2	34664.590	0.023	Vérifiée
2	190265.227	3.740	13.2	35790.837	0.019	Vérifiée
1	212902.175	4.420	7.2	36461.677	0.010	Vérifiée

Tableau IX.10: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y.

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_k (mm)	V_y (KN)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
12	16549.922	3.300	19.5	6683.955	0.015	Vérifiée
11	33649.198	3.300	20.1	12013.953	0.017	Vérifiée
10	50748.474	3.300	20.7	16268.611	0.020	Vérifiée
9	67847.750	3.300	21.2	19772.739	0.022	Vérifiée
8	84947.026	3.300	21.4	22750.065	0.024	Vérifiée
7	102046.302	3.300	21.2	25347.374	0.026	Vérifiée
6	119145.578	3.300	20.6	27649.386	0.027	Vérifiée
5	136576.452	3.300	19.4	29685.733	0.027	Vérifiée
4	154070.138	3.300	17.6	31439.846	0.026	Vérifiée
3	171563.824	3.300	15.0	32861.498	0.024	Vérifiée
2	190265.227	3.740	12.8	33961.639	0.019	Vérifiée
1	212902.175	4.420	6.7	34615.249	0.009	Vérifiée

IX.5.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon l'article 5.5 du RPA2024 : La vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1.3$$

Tableau IX.11: Calcul du moment renversant suivant l'axe X-X.

Story	h_k (m)	V_X (KN)	$M_{renversement}$ (KN.m)
12	3.3	6791.179	22410.8907
11	3.3	12367.442	40812.5586
10	3.3	16903.35	55781.055
9	3.3	20691.801	68282.9433
8	3.3	23927.548	78960.9084
7	3.3	26740.282	88242.9306
6	3.3	29209.101	96390.0333
5	3.3	31365.263	103505.3679
4	3.3	33197.582	109552.0206
3	3.3	34664.59	114393.147
2	3.74	35790.837	133857.7304
1	4.42	36461.677	161160.6123
TOTAL			1073350.2

Tableau IX.12: Calcul du moment renversant suivant l'axe Y-Y.

Story	h_k (m)	V_Y (KN)	$M_{renversement}$ (KN.m)
12	3.3	6683.955	22057.0515
11	3.3	12013.953	39646.0449
10	3.3	16268.611	53686.4163
9	3.3	19772.739	65250.0387
8	3.3	22750.065	75075.2145
7	3.3	25347.374	83646.3342
6	3.3	27649.386	91242.9738
5	3.3	29685.733	97962.9189
4	3.3	31439.846	103751.4918
3	3.3	32861.498	108442.9434
2	3.74	33961.639	127016.5299
1	4.42	34615.249	152999.4006
TOTAL			1020777.358

Tableau IX.13: Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	W (KN)	Li(m)	M_{stabil} (KN.m)	M_{renv} (KN.m)	$\frac{M_{stabil}}{M_{renv}}$	$\frac{M_{stabil}}{M_{renv}} \geq 1.3$
X-X	212902.175	28	5961260.900	1073350.198	5.55	Vérifiée
Y-Y	212902.175	13.8	2938050.015	1020777.358	2.88	Vérifiée

IX.6 VERIFICATION DU FERRAILLAGE :

Une vérification du ferrailage des éléments structuraux a été faite à l'aide du logiciel ETABS qui montre que le ferrailage est vérifié pour la quasi-totalité des poteaux et des voiles.

IX.7 VERIFICATION DES FONDATIONS :**IX.7.1 Vérification des contraintes du sol :**

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 450 \text{ KPa.}$$

Sens X-X :

$$X_G = 28.03 \text{ m} ; I_{xx} = 645871.9 \text{ m}^4 ; S = 2286 \text{ m}^2$$

$$M_x = 7422919 + 51048.641 \times 11.32 = 8000789.616 \text{ KN.m}$$

$$N = 213787.211 + 111069.274 + 91440 = 416296.485 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{416296.485}{2286} \pm \frac{8000789.616}{645871.9} \times 30.97$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 564.347 \text{ KN/m}^2 > 1,5 \bar{\sigma}_s = 450 \text{ KPa} \\ \sigma_2 = -201.536 \text{ KN/m}^2 < 0 \text{ KPa} \end{cases}$$

Sens Y-Y :

$$Y_G = 21 \text{ m} ; I_{yy} = 294698 \text{ m}^4 ; S = 2286 \text{ m}^2$$

$$M_y = 4582223.442 + 48463.639 \times 11.32 = 5130831.835 \text{ KN.m}$$

$$N = 213787.211 + 111069.274 + 91440 = 416296.485 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{416296.485}{2286} \pm \frac{5130831.835}{294698} \times 21$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 547.726 \text{ KN/m}^2 > 450 \text{ KPa} \\ \sigma_2 = -183.513 \text{ KN/m}^2 < 0 \text{ KPa} \end{cases}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc, il y a un risque de poinçonnement et de soulèvement des fondations pour les deux sens considérés.

IX.8 CONCLUSION :

Après les différentes vérifications effectuées, les résultats obtenus montrent que la période propre ainsi que le comportement sismique global de la structure restent conformes après l'extension envisagée. Cette stabilité s'explique par la similitude géométrique et structurale des étages ajoutés avec les niveaux existants, ce qui a permis de conserver une répartition relativement régulière des masses et des rigidités.

L'analyse des éléments porteurs indique que l'effort normal réduit des poteaux est vérifié pour l'ensemble de la structure, à l'exception du poteau de section 60×60 cm situé au deuxième étage, qui présente un dépassement localisé. De même, pour les voiles porteurs, seuls ceux de 400 cm au niveau du premier étage ne satisfont pas entièrement la condition. Toutefois, ces insuffisances restent ponctuelles et peuvent être repris localement par un renforcement adapté, notamment par la mise en œuvre d'un chemisage en TFC (Tissue en Fibres de Carbone), permettant d'améliorer la capacité résistante et la rigidité des éléments concernés.

Par ailleurs, les différentes justifications de la sécurité imposées par le RPA 2024, restent satisfaites après l'extension de la structure.

En revanche, l'étude des fondations met en évidence que le radier existant devient insuffisant après l'extension de la structure. Les résultats obtenus montrent que le risque de poinçonnement et de soulèvement est présent pour les deux directions. Par conséquent, la reprise en sous œuvre et le renforcement du système de fondation devient nécessaire afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Dans cette optique, il est proposé, sous réserve de l'accord du maître d'ouvrage, de rajouter des micropieux tout au long de la périphérie du radier du côté intérieur aux murs périphériques pour éviter toute nouvelle excavation et blindage des parois des terres. Cette solution présente plusieurs avantages techniques et économiques, notamment la possibilité d'exécuter les travaux depuis l'intérieur du sous-sol, ce qui permet de limiter les interventions extérieures, de réduire les difficultés de chantier et de minimiser les coûts de mise en œuvre tout en garantissant une meilleure reprise des efforts transmis aux fondations.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce stage pratique, l'étude de ce projet nous a permis d'aborder les différentes étapes nécessaires à la conception et au dimensionnement d'un bâtiment en béton armé de grandes dimensions et sans joint de dilatation, classé comme ouvrage de grande importance.

Dans ce cadre, nous avons procédé au dimensionnement des différents éléments structuraux de l'ouvrage, Nous avons élaboré plusieurs variantes de conception, tout en restant encadrés par les choix architecturaux initiaux. Pour cela on souligne l'importance d'une coordination étroite entre l'ingénieur et l'architecte en phase d'esquisse, qui permettra d'obtenir une meilleure conception et d'améliorer le comportement structural de l'ouvrage. Ces ajustements contribuent à améliorer le comportement structurel de l'ouvrage, en réduisant certaines irrégularités et en optimisant la distribution des éléments porteurs. Par conséquent, ces modifications ont également un impact positif sur l'aspect économique du projet, en permettant une optimisation des quantités de béton. Cette collaboration permettra de retenir la variante qui répond le mieux aux exigences du RPA2024, contrairement à une conception faite seulement par l'architecte sans consultation de l'ingénieur.

L'étude initiale de ce projet a été menée conformément à l'ancien code RPA2003, ce qui a révélé une insuffisance des sections de béton et du ferrailage, ainsi que la non vérification de plusieurs critères vis-à-vis de la sécurité.

En raison des grandes portées de l'ouvrage, Nous avons constaté que les sections d'acier calculées étaient plus importantes que celles généralement rencontrées dans les structures courantes. De plus, il a été observé que le ferrailage de certains éléments (poutres) sous les combinaisons à l'état limite ultime était proche de celui obtenu sous les combinaisons accidentelles, au niveau des appuis des poutres. Ce constat s'explique par la présence des grandes portées dans l'ouvrage.

L'étude des effets climatiques prenant en compte l'effet de la température a montré que l'ouvrage ne nécessite pas la présence d'un joint de dilatation puisque le calcul du ferrailage trouvé sans prise en compte de l'effet de la température était le même que celui obtenu avec la prise en compte des effets de la température. L'analyse a montré que la dilatation et le rétrécissement dans les éléments structuraux était très négligeable. En effet, il y a lieu de rappeler que tous les éléments structuraux de l'ouvrage seront protégés par des matériaux adéquats vis-à-vis des effets climatiques. Dans ce contexte, afin de mieux évaluer cette prescription, il est proposé d'effectuer une étude paramétrique permettant d'analyser l'influence des effets thermiques en fonction de la longueur de l'ouvrage.

Enfin, l'étude de la possibilité de l'extension verticale de l'ouvrage, afin de revenir à la configuration initialement prévue lors du lancement du projet, a montré qu'avec la conception proposée, la structure devient relativement lourde et nécessite théoriquement des fondations profondes sur pieux. Cependant, étant donné que l'ouvrage existe déjà et repose sur un radier

CONCLUSION GENERALE

général, une solution plus adaptée et plus facile à mettre en œuvre a été proposée, consistant à renforcer les fondations existantes par des micropieux périphériques du côté intérieur.

Ce projet nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation, notamment en analyse structurale, en conception parasismique, en modélisation numérique et de maîtriser le logiciel ETABS pour le dimensionnement des structures en béton armé. L'étude de ce projet nous a permis de mettre en exergue nos connaissances déjà acquises, et d'apprendre d'autres connaissances. Nous avons aussi appris la difficulté de la mise en œuvre de la réglementation technique en vigueur, notamment le RPA2024.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements :

- D.T.R-B.C.2.48 "Règles Parasismiques Algériennes, RPA 2024".
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Document Technique Règlementaire D.T.R-B.C.2-41 « REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME » (CBA93).
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

Cours :

- Pr. Hadid.M, Cours de dynamique des structures, Département Matériaux et Structure, ENSTP 2023.
- Dr. Belaoura.M, Cours de béton armé, Département Matériaux et Structure, ENSTP 2022.
- Dr. Ladjel.M, Cours de bâtiment, Département Matériaux et Structure, ENSTP 2024.
- Dr. Messaoudi.A, Cours mécanique des structures, Département Matériaux et Structure, ENSTP 2023.

Thèses:

- BOUGHOUAL Chahrazed ; Etude d'un bâtiment R+14 avec 2 sous-sols implanté à Boumerdès, ENSTP 2023.
- GUERRA Yasmine, HADJSADOUK Sara ; Étude dynamique d'un bâtiment en béton armé R+8 avec sous- sol, soumis à un séisme réel : ENSTP2024.
- ABDELLA BENSOULTANE Rania , LAZLAOUI Lina Meriem ; Méthodes hybrides de détection et la localisation des dommages, ENSTP2024.

Sites internet :

[1] [dilattherm.pdf <https://share.google/kdSntlatoRTP5M6j7>].

[2] [Coefficient de dilatation thermique du béton | PDF | Dilatation thermique | Béton armé <https://www.scribd.com/document/491705009/etude-thermique>].

[3] [Effets de Température selon CBA 93 | PDF | Flexion (matériau) | Pente <https://share.google/c9dovc2CqCFZQXrKw>].

[4] [<https://www.scribd.com/document/946522260/Dilatation-thermique-appliquee-a-l-ingenierie-civile>].

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

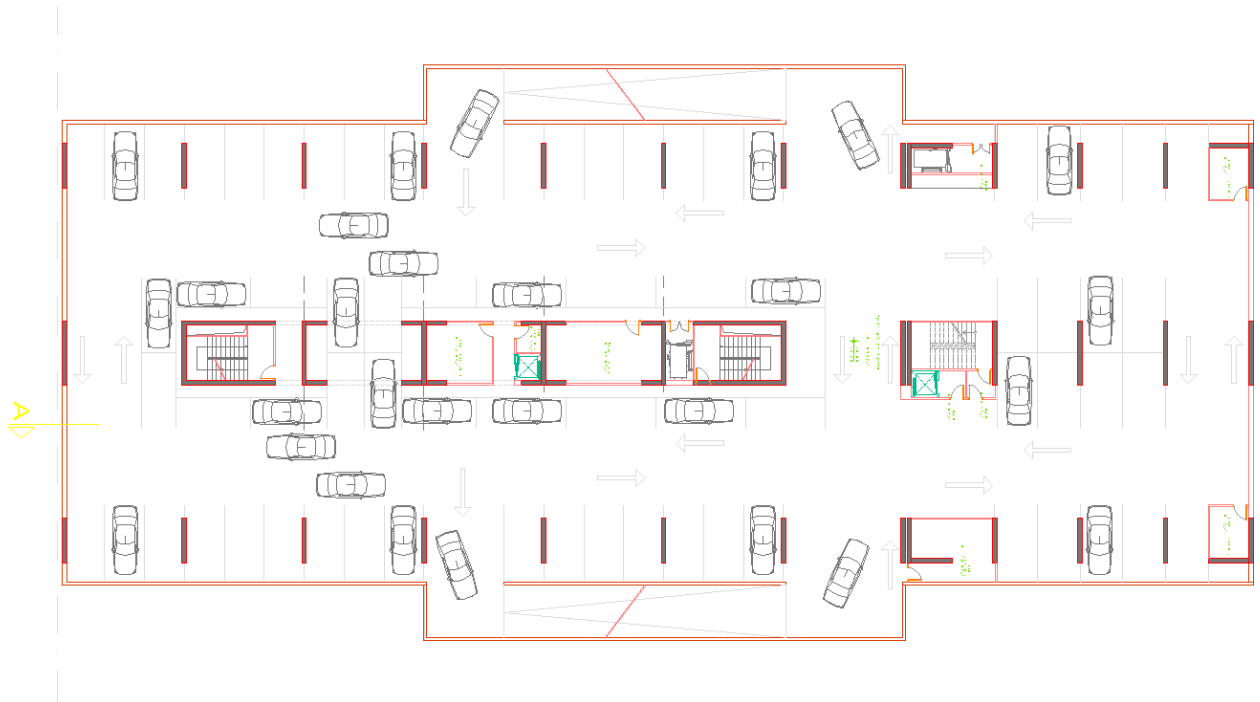
- [5] [Joints de dilatation, solutions techniques et durables avec EMAC® Groupe - EMAC Groupe <https://share.google/wYTsgRSTrSQAaigq2>].
- [6] [Joints de dilatation en béton armé | PDF | Béton | Béton armé <https://share.google/SjJVNWxwNlCQNso2O>].



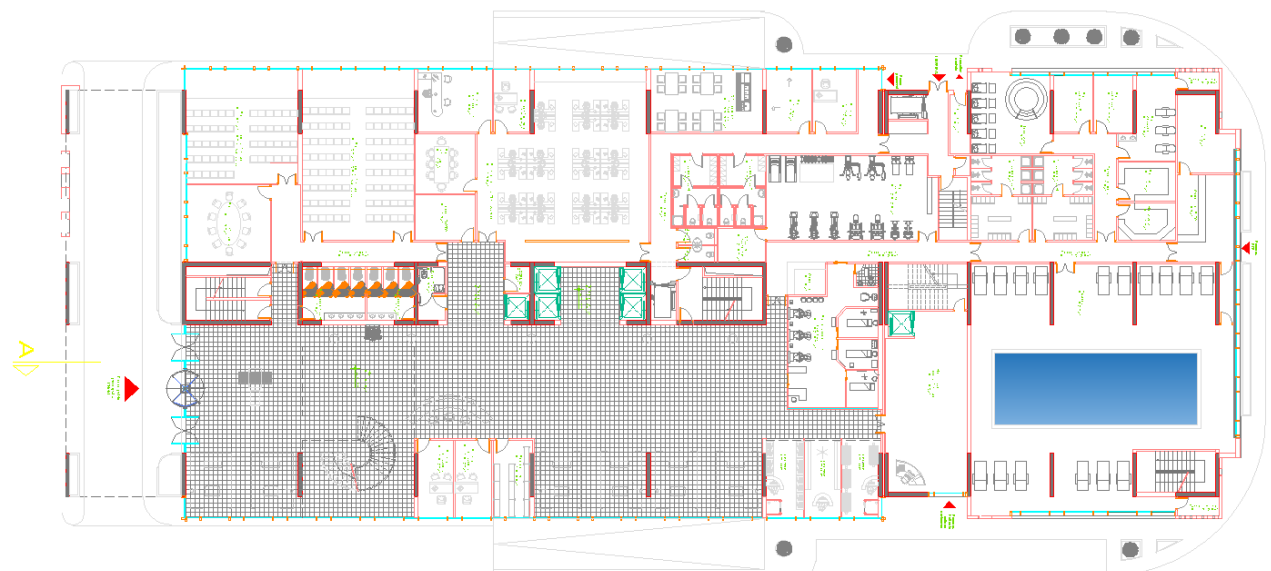
ANNEXES



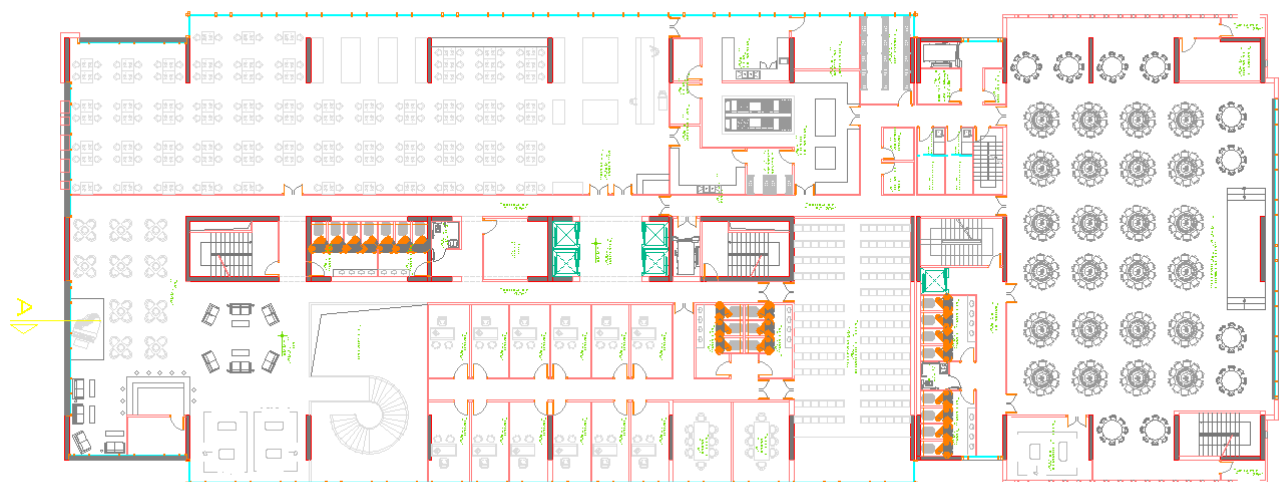
ANNEXES



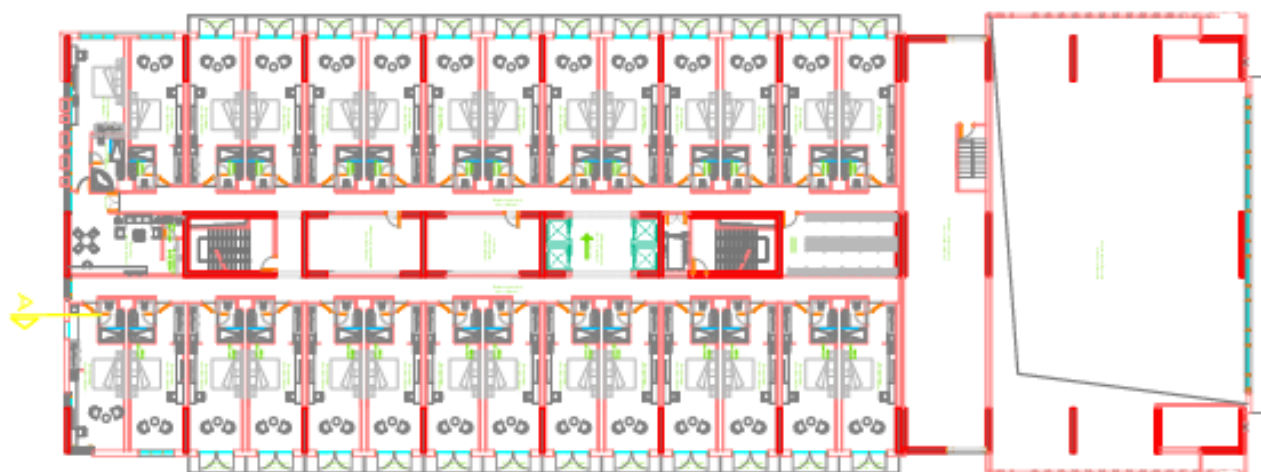
1. Plan des sous-sols.



2. Plan du RDC.



3. Plan du 1^{er} étage.



4. Plan du 2^{eme} étage.

