

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

**Etude d'un bâtiment contreventé par des
panneaux préfabriqués en béton armé**

Réalisé par : HAMANI Abderrezak
HAMROURCHE Houdheyfa

Dirigé par : Mme N.BAUCHE

Présenté et soutenu publiquement le (30 / 06 / 2022)

Composition du jury :

Président	Mr. Saadi LAKEHAL	MCB	ENP
Promotrice	Mme. Nadjia BAUCHE	MAA	ENP
Examineur	Mr. Hamza DJOUABI	MAA	ENP
Examineur	Mr. Omar BELHADJ	MAA	ENP

ENP 2022

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

**Etude d'un bâtiment contreventé par des
panneaux préfabriqués en béton armé**

Réalisé par : HAMANI Abderrezak
HAMROURCHE Houdheyfa

Dirigé par : Mme N.BAUCHE

Présenté et soutenu publiquement le (30 / 06 / 2022)

Composition du jury :

Président	Mr. Saadi LAKEHAL	MCB	ENP
Promotrice	Mme. Nadjia BAUCHE	MAA	ENP
Examineur	Mr. Hamza DJOUABI	MAA	ENP
Examineur	Mr. Omar BELHADJ	MAA	ENP

ENP 2022

ملخص

إن الهدف من هذه المذكرة هو دراسة البنيات ذات جدران خرسانية مسبقة الصنع. يتكون المبنى من ست طوابق (أرضي + خمس طوابق علوية). يقع المبنى في منطقة زلزالية. يتم توفير نظام نقل الأحمال ونظام مقاومة الزلازل بواسطة الجدران الجاهزة (ألواح). تم التصميم وفقاً لقوانين البناء الساري في الجزائر. بسبب نقص التعليمات الجزائرية في مجال التصنيع المسبق، كان علينا اللجوء إلى معايير البلدان الأجنبية مثل (الأمريكي، الأوروبي، ...) الدراسة الديناميكية تمت بمساعدة برنامج التحليل الإنشائي روبات.

كلمات مفتاحية الخرسانة المسلحة، الخرسانة مسبقة الصب، الألواح، جدران، التجميع، حلقات الوصل، الديناميكي، القص، الوتد.

Abstract

The purpose of this thesis is the study of a structure made of a precast panels. The building is composed of six levels (ground floor+5 floors). The building is located in an area of strong seismicity. The load bearing system, thus the bracing system of the structure, is provided by prefabricated panels. The design was made in accordance with existing construction regulations (RPA99/2003, CBA93). Due to the shortage of Algerian standards in the field of prefabrication, standards such as (FIB 43, PCI, ACI, EN-1992, EN-1998) had to be used. Dynamic study is assisted by Robot Analysis software.

Key words : Reinforced concrete, precast, panels, wall, assembly, joint, dynamic, shear, dowel.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en panneaux préfabriqués en béton armé. Le bâtiment est composé de six niveaux (RDC+5 étages). Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité. Le système porteur ainsi le système de contreventement de la structure est assuré par des panneaux (voile) préfabriqués. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99/2003, CBA93). En raison de la pénurie de normes algériennes dans le domaine de la préfabrication, on a dû faire recours à des normes comme (FIB 43, PCI, ACI, EN-1992, EN-1998). L'étude dynamique est assistée par le logiciel Robot Analysis.

Mots clés : Béton armé, préfabriqué, panneaux, voile, assemblage, joint, dynamique, cisaillement, brochage.

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents ;

Ma famille ;

Et tous mes amis.

HAMANI Abderrezak

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents ;

Ma famille ;

Mes frères et mes soeurs ;

Et tous mes amis.

HAMROURCHE Houdheyfa Ayoub

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout-puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet

Nous tenons à remercier en particulier :

Notre promotrice, **Mme.N.BAUCHE**, pour nous avoir suivi tout au long de notre travail, et nous avoir permis de le mener à bien.

Le directeur du développement *d'Alcahyd Precast*, **Mr.A.MAUCHE**, qui nous a facilité l'obtention de ce projet.

Le groupe d'ingénieurs *d'Alcahyd Precast* pour leur aide le long de cette étude.
Les membres du jury pour avoir honoré notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger notre travail.

Tout le personnel de l'*ENP* et d'*Alcahyd Precast*.

Toute la promotion 2022 de l'*ENP*

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

introduction générale	14
1 La construction en préfabriqué	16
1.1 Introduction.....	16
1.2 Historique	16
1.3 Le béton préfabriqué : que des avantages ?.....	17
1.4 Les caractéristiques du béton préfabriqué	18
1.5 Les différentes utilisations du béton préfabriqué.....	18
1.6 Les avantages du béton préfabriqué.....	18
1.7 Les inconvénients du béton préfabriqué	19
1.8 Conclusion	19
2 Présentation du projet	20
2.1 Introduction.....	20
2.2 Présentation de l'ouvrage.....	20
2.3 Règlementations techniques utilisées	22
2.4 Caractéristique des matériaux.....	22
2.4.1 Béton.....	22
2.4.2 Acier.....	24
2.4.3 Mortier de scellement	25
2.5 Conclusion	25
3 Prédimensionnement et descente de charge	26
3.1 Introduction.....	26
3.2 Prédimensionnement du plancher.....	26
3.2.1 Définition	26
3.2.2 Cas d'étude.....	26
3.2.3 Condition à vérifier lors de prédimensionnement.....	27
3.3 Prédimensionnement des panneaux.....	28

3.3.1	Introduction.....	28
3.3.2	Élément voile	29
3.3.3	Condition de prédimensionnement	29
3.3.4	Cas d'étude.....	29
3.4	Évaluation des charges	30
3.4.1	Plancher étage courant	30
3.4.2	Panneaux de séparation et de façade.....	30
3.4.3	Plancher terrasse inaccessible.....	31
3.5	Charge totale	31
3.6	Descente de charge	31
3.7	Conclusion	33
4	Éléments secondaires	34
4.1	Introduction.....	34
4.2	Acrotères.....	34
4.2.1	Évaluation des sollicitations de calcul	37
4.2.2	Vérification au cisaillement	37
4.2.3	Vérification vis-à-vis la force sismique.....	37
4.3	Escaliers.....	39
4.3.1	Géométrie	40
4.3.2	Dimensionnement	40
4.3.3	Évaluation des charges	41
4.3.4	Modélisation des escaliers	42
4.3.5	Évaluation des sollicitations	42
4.3.6	Calcul du ferrailage.....	43
4.3.7	Vérification au cisaillement	44
4.4	Conclusion	44
5	Étude dynamique	45
5.1	Introduction.....	45
5.2	L'objectif de l'étude dynamique	45
5.3	Les méthodes de calcul dynamique	46
5.4	La méthode modale spectrale	46
5.4.1	Présentation de la méthode	46
5.4.2	Principe	46
5.4.3	Hypothèse de calcul	46
5.4.4	Spectre de réponse	47
5.4.5	Nombre de modes à considérer.....	47
5.5	Analyse modale.....	48
5.5.1	Caractéristique relative à l'étude dynamique.....	48

5.5.2	Modèle 3D de la structure.....	48
5.5.3	Résultats de l'analyse modale	49
5.5.4	Vue de la déformée	50
5.5.5	Effort tranchant à chaque étage.....	50
5.6	Vérification des conditions du RPA.....	51
5.6.1	Choix de la période.....	51
5.6.2	Vérification de l'effort tranchant à la base	51
5.6.3	Vérification de la stabilité au renversement	52
5.6.4	Justification vis-à-vis des déformations	53
5.6.5	Justification vis-à-vis l'effet $P - \Delta$	54
5.7	Conclusion	55
6	Plancher	56
6.1	Introduction.....	56
6.2	Présentation du plancher.....	56
6.3	Dalle portant suivant un seul sens	58
6.3.1	Armatures principales.....	58
6.3.2	Armatures de répartition	59
6.3.3	Armatures en zone d'appui.....	59
6.3.4	Vérification du cisaillement	59
6.3.5	Justifications aux appuis	60
6.3.6	Schéma du ferrailage.....	61
6.4	Dalle portant suivant deux sens	62
6.4.1	Armatures principales.....	63
6.4.2	Vérification du cisaillement	64
6.4.3	Schéma du ferrailage.....	65
6.5	Vérification des efforts de levage.....	66
6.6	Conclusion	68
7	Panneaux	69
7.1	Introduction.....	69
7.2	Système structural :.....	69
7.3	Principe de calcul.....	70
7.4	Calcul ferrailage (trumeaux)	71
7.4.1	Armatures verticales	72
7.4.2	Armatures horizontales.....	74
7.5	Ferrailage du linteau	75
7.5.1	Armatures longitudinales.....	77
7.5.2	Armatures transversales	77
7.5.3	Armatures de peau	78

7.6	Schéma du ferrailage	78
7.7	Conclusion	80
8	Assemblage des éléments	81
8.1	Introduction.....	81
8.2	Type de joint	81
8.3	Classe des joints dans la structure	83
8.4	Mécanisme de transmission des efforts	84
8.5	Modes de rupture	86
8.6	Calcul des joints.....	87
	8.6.1 Joint horizontal	88
	8.6.2 Joint vertical.....	90
8.7	Conclusion	93
	Conclusion générale	95
	Bibliographie	97

Liste des figures

Figure 2.1	Plan architectural	21
Figure 2.2	Diagramme contrainte-déformation du le béton.....	23
Figure 2.3	Diagramme contrainte-déformation pour l'acier.....	25
Figure 3.1	Dalles pleines	27
Figure 3.2	Élément panneau préfabriqué	29
Figure 3.3	Surface d'influence pour panneau RDC	32
Figure 4.1	Acrotères préfabriqués.....	35
Figure 4.2	Dimensions de l'acrotère.....	36
Figure 4.3	Efforts appliqués sur l'acrotère.....	36
Figure 4.4	Ferraillage de l'acrotère.....	38
Figure 4.5	escaliers préfabriqués	39
Figure 4.6	Coupe verticale sur escalier.....	40
Figure 4.7	Modèle d'escalier sur ROBOT	42
Figure 4.8	Cartographie des moments d'escalier	43
Figure 4.9	Ferraillage escalier	44
Figure 5.1	Modèle 3D de la structure	49
Figure 5.2	Déformée de la structure selon les 3 modes	50
Figure 6.1	Vue de dessus sur les dalles pleines	57
Figure 6.2	Schéma explicatif de la dalle	57
Figure 6.3	Schéma statique de la dalle.....	58
Figure 6.4	Profondeur minimale d'appui.....	61
Figure 6.5	Ferraillage de la dalle	62
Figure 6.6	Dalle appuyée sur ses trois cotés.....	63
Figure 6.7	Ferraillage de la dalle appuyée sur 3 cotés.....	66
Figure 6.8	Ancre de levage hémisphérique.....	66
Figure 6.9	Diagramme des moments de levage	67
Figure 6.10	Disposition des armatures autour de l'ancre	68
Figure 6.11	Armature des ancrs de levage	68
Figure 7.1	Disposition des panneaux	70

Figure 7.2	Vue de face sur panneau	71
Figure 7.3	Diagramme des contraintes normales par la combinaison $0.8 G + E_x$	72
Figure 7.4	Diagramme des contraintes normales par la combinaison $G + +Q + E_x$	73
Figure 7.5	Diagramme des efforts sur linteau.....	76
Figure 7.6	Ferraillage d'un seul trumeau.....	79
Figure 7.7	Ferraillage du linteau.....	79
Figure 7.8	Ferraillage du panneau	80
Figure 8.1	Jonction par boulon	82
Figure 8.2	Jonction par soudure.....	82
Figure 8.3	Jonction par brochage.....	83
Figure 8.4	Joint vertical	83
Figure 8.5	Joint horizontal.....	84
Figure 8.6	Rôle de la tige dans la transmission d'effort tranchant.....	85
Figure 8.7	Mécanisme de transmission d'effort tranchant.....	86
Figure 8.8	Formation de rotule plastique dans la tige.....	87
Figure 8.9	Mécanisme de rupture du béton	87
Figure 8.10	Joint horizontal (panneau-dalle-panneau)	88
Figure 8.11	Coupe horizontale sur trumeau	90
Figure 8.12	vue de face sur le joint.....	91
Figure 8.13	coupe horizontale sur le joint	91
Figure 8.14	Coupe horizontale à l'extrémité du panneau	92
Figure 8.15	Coupe horizontale sur panneaux en phase d'assemblage	92
Figure 8.16	Coupe horizontale sur panneaux, phase de coulage	93

Liste des tableaux

Tableau. 2.1	Caractéristiques du béton des éléments	24
Tableau. 3.1	Charges permanentes sur étage courant	30
Tableau. 3.2	Charges permanentes pour panneaux de séparation et de façade	30
Tableau. 3.3	Charges permanentes plancher terrasse	31
Tableau. 3.4	Charge totale	31
Tableau. 3.5	Effort normal sur panneau.....	33
Tableau. 4.1	Efforts sur acrotère.....	37
Tableau. 4.2	Section d'acier de l'acrotère	37
Tableau. 4.3	Charges permanentes de la volée	41
Tableau. 4.4	Charges permanentes du palier	41
Tableau. 4.5	Charge totale sur escalier	42
Tableau. 4.6	Résultats des moments sur escalier.....	43
Tableau. 4.7	Section d'acier sur volée	44
Tableau. 5.1	Caractéristique du site.....	48
Tableau. 5.2	Caractéristique de la structure.....	48
Tableau. 5.3	Valeurs des pénalités P_q	48
Tableau. 5.4	Résultats de l'analyse modale	49
Tableau. 5.5	Effort tranchant à chaque étage suivant X et Y	50
Tableau. 5.6	Vérification de la période.....	51
Tableau. 5.7	Vérification de l'effort tranchant à la base	52
Tableau. 5.8	Définition des variables suivant X	52
Tableau. 5.9	Vérification de (M_S/M_R) suivant X	53
Tableau. 5.10	Définition des variables suivants Y	53
Tableau. 5.11	Vérification de (M_S/M_R) suivant Y	53
Tableau. 5.12	Les valeurs des déplacements	54
Tableau. 5.13	Valeurs θ	55
Tableau. 6.1	Valeurs de moments à l'ELU	58
Tableau. 6.2	Valeurs de moments à l'ELS	58
Tableau. 6.3	Section d'acier à L'ELU et L'ELS	59
Tableau. 6.4	Valeurs de l'effort tranchant	60

Tableau. 6.5	Vérification du cisaillement	60
Tableau. 6.6	Valeurs du moment suivant le sens longitudinal.....	63
Tableau. 6.7	Valeurs du moment suivant le sens transversal.....	63
Tableau. 6.8	Section d'acier suivant le sens longitudinal	64
Tableau. 6.9	Section d'acier suivant le sens transversal.....	64
Tableau. 6.10	Vérification du cisaillement dans les trois appuis	64
Tableau. 6.11	Moments dans le sens longitudinal et transversal.....	67
Tableau. 7.1	Efforts réduits sur panneau.....	71
Tableau. 7.2	Contrainte gauche et droite du panneau.....	72
Tableau. 7.3	Force de traction et section d'acier	73
Tableau. 7.4	Résultats de contraintes de cisaillement.....	75
Tableau. 7.5	Résultats d'efforts réduits sur linteau.....	76
Tableau. 7.6	Comparaison entre τ_b et $0.06.f_{c28}$	77
Tableau. 8.1	Efforts réduits sur panneau.....	88
Tableau. 8.2	Contrainte de traction sur panneau	89
Tableau. 8.3	Force de traction et section d'acier	89
Tableau. 8.4	Effort tranchant entre panneau	93

INTRODUCTION GÉNÉRALE

En Algérie, il y a une crise du logement à cause de la croissance démographique importante ces dernières années. Par conséquent, l'état algérien a programmé de construire des bâtiments pour résoudre ce problème. Vu la durée de construction qui atteint des années des travaux, c'est toujours insuffisant, donc la préfabrication peut être une solution.

Les progrès connus par les différentes industries : mécanisation, possibilités de transport et de manutention, apparition de nouveaux matériaux tels que le béton armé et précontraint, le besoin de construire un grand nombre de logements dans des délais brefs et des aires de plus en plus réduites. Toutes ces raisons ont conduit les spécialistes à industrialiser le domaine de la construction civile et à penser au développement d'une nouvelle technologie appelée : la préfabrication.

Le projet qui nous a été confié, porte sur l'étude d'un bâtiment en panneaux préfabriqués en béton armé. Cette étude fait l'objet d'une demande à CNERIB pour acquérir l'avis technique de ce type de construction. Par conséquent, le site d'implantation ainsi que la zone ne sont pas déterminés, donc pour cette étude, on a choisi la zone III et S3 comme type de sol. Notre bâtiment est composé de (R+5) dédiée pour l'usage d'habitation.

Comme moyen, nous avons utilisé les logiciels Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour l'analyse dynamique et l'AUTO CAD pour la réalisation des plans de ferraillements. Ces outils informatiques sont très nécessaires pour le traitement des études de bâtiments. Pour ce faire, nous allons répartir le travail en huit chapitres précédé par une introduction générale, à savoir :

- Le premier chapitre consiste à donner des notions et généralités sur la préfabrication.
- Le deuxième chapitre consiste à donner une présentation générale sur le projet ainsi que les matériaux utilisés.
- Le troisième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux, ainsi que la descente des charges.
- Le quatrième chapitre contient le ferraillement des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre est réservé à l'étude dynamique de la structure.

- Le sixième chapitre comprend le ferrailage du plancher.
- Le septième chapitre traite le ferrailage des panneaux.
- Le huitième chapitre présente l'étude des assemblages, une particularité des structures préfabriquées.
- Une conclusion générale clôture notre mémoire.

CHAPITRE 1

LA CONSTRUCTION EN PRÉFABRIQUÉ

1.1 Introduction

Qu'est-ce qui distingue le béton préfabriqué des autres formes de construction en béton ? Que le béton soit préfabriqué, c'est-à-dire renforcé statiquement ou précontraint, n'est pas toujours évident. Ce n'est que lorsque l'on considère le rôle que jouera le béton dans le développement des caractéristiques structurelles que sa nature préfabriquée devient significative. La définition la plus évidente du béton préfabriqué est celle du béton qui a été préparé pour la coulée, le coulage et le durcissement, un lieu qui n'est pas sa destination finale. La distance parcourue à partir du site de coulage ne peut être que de quelques mètres, où des méthodes de préfabrication sur place sont utilisées pour éviter le transport coûteux (ou la TVA dans certains pays), ou peut être des milliers de kilomètres, dans le cas de produits à forte valeur ajoutée où les coûts de fabrication et de transport sont faibles

Ce qui distingue vraiment le béton préfabriqué du béton coulé in situ, c'est son comportement (contrainte-déformation) vis-à-vis aux contraintes externes (toutes les charges externes) et internes (retrait, température, ...). Ceux-ci sont collectivement appelés (actions) dans les Eurocodes, et ceux qui s'appliquent principalement aux structures en béton préfabriqué sont le code : EC0 (EN 1990 2002), le code de chargement ou (actions) EC1 (EN 1991-1-1 2002) et le code (conception de béton) EC2 (EN 1992-1-1 2004).

Pour résumer, un élément de béton préfabriqué est, par définition, un élément de taille finie et doit donc être joint à d'autres éléments pour former une structure complète

1.2 Historique

Même si l'on trouve l'idée de préfabrication dans l'Antiquité grecque avec les frontons à colonnes, « préfabriqués » coûteusement par du personnel très qualifié dans les carrières, on peut

dire qu'elle a pris sa réalité économique moderne et son essor en même temps que l'industrialisation, par la prise de conscience du potentiel de gain économique se trouvant dans l'organisation des chantiers, la modélisation de l'habitat et des bâtiments publics et de la vitesse de croissance des villes pour l'Europe. Cela succède à la première industrialisation de la construction d'un bâtiment par Joseph Paxton pour le Crystal palace à Londres en 1851.

La construction urbaine moderne suivant un plan de développement à quadrillage grande échelle — déjà connu avec l'Urbs de Rome — a eu lieu à Lisbonne au Portugal, à la suite du tremblement de terre du 1er novembre 1755 qui a presque totalement détruit la ville et des procédés mécaniques de fabrication plus rapide d'éléments ont fait partie de l'« industrialisation » ingénieuse, préfigurant la préfabrication.

Dans l'ensemble des pays développés, à partir de la brique standardisée déjà utilisée traditionnellement, la préfabrication ouverte est mise en place au tournant des XIX–XX siècle. Elle utilise la brique alvéolaire et la structure béton coulé en place. Les poutrelles à profil standard préfabriquées aussi bien en béton armé qu'en métal sont largement utilisées.

Parmi les différents aspects d'industrialisation, —qui vont de la mécanisation à l'organisation rationnelle du chantier—, la préfabrication en béton se développe avec la Seconde Guerre mondiale. Ce n'est plus seulement un moyen de construire plus efficacement, mais c'est un des principes générateurs préconçu avant-guerre du projet d'architecture occidentale, lequel est « adopté » dans des pays en développement. Conçus et réalisés pour être assemblés avec un maximum de rendement sur le chantier par une main-d'œuvre moins qualifiée et peu nombreuse, la plupart de ces procédés obéissent à des règles strictes de mise en œuvre. Le chantier se réduit exclusivement à un lieu de montage.

En France, la préfabrication va tout d'abord se développer dans le contexte de pénurie générale de la Libération. Dans un second temps, l'opération des « 4 000 logements de la région parisienne » en 1953 inaugure la généralisation de la préfabrication pour la construction des grands ensembles de logements en France.

1.3 Le béton préfabriqué : que des avantages ?

En général, dans le cadre de tous les projets de construction de bâtiments ou de tout autre ouvrage, non seulement les propriétaires, mais aussi les maîtres d'œuvre font tout pour que les travaux soient finis dans les meilleurs délais. Mais comment faire ? Ces dernières décennies, grâce à une certaine ingéniosité et à l'avancée des recherches, il est possible de construire avec des éléments préfabriqués comme le béton. Mais est-il véritablement avantageux ? Connaît-il des inconvénients ? Découvrez dans cet article les éléments de réponses à toutes ces questions.

1.4 Les caractéristiques du béton préfabriqué

Le béton préfabriqué englobe tous les produits en béton qui ne sont pas réalisés en place, mais qui sont fabriqués en atelier ou en chantier à côté de l'ouvrage. Une fois arrivés sur place, les éléments pré-construits sont assemblés. Il est produit plus rapidement, ce qui permet à la construction de progresser plus vite. De ce fait, il est idéal pour la production d'éléments en grandes séries. En général, sa qualité est plus constante. Toutefois, ses propriétés techniques peuvent varier selon les dosages.

Offrant la possibilité de jouer sur son relief, sur sa teinte, sur sa texture et sur l'état de sa surface, le béton préfabriqué s'avère être un matériau d'expression architecturale.

À noter que les dimensions des éléments à fabriquer sont soit standards, soit sur mesure (production d'une pièce unique). Dans ce dernier cas, les dimensions des éléments à fabriquer doivent être bien déterminées avec précision, à l'avance.

1.5 Les différentes utilisations du béton préfabriqué

Le béton préfabriqué peut être utilisé pour la conception et la fabrication d'une partie ou bien de l'ensemble d'un futur bâtiment ou ouvrage. En effet, il peut servir de matériau de fabrication des éléments suivants :

- Prédalles qui sont faites de béton armé préfabriqué. Complétées par un béton coulé sur le chantier, elles servent de coffrage et d'armature pour les dalles pleines en béton.
- Prémurs qui se présentent sous la forme de 2 parois minces en béton armé qui sont espacées par des raidisseurs métalliques.
- Blocs de coffrage ou blocs à brancher qui servent de coffrage perdu en parpaing. Ils sont compatibles avec tout type de parois : mur piscine, mur de clôture, mur de soutènement et mur de maison.
- Des murs très fréquentés dans le cadre d'une construction industrielle
- Escaliers (d'intérieur ou d'extérieur) qui ont une meilleure qualité que ceux coulés en place. Ils sont souvent composés de portions de marches et d'un pilier porteur qui sont prêts à être installés.
- Balcons qui peuvent s'adapter à tous les types de bâtiments. Ils sont conçus de façon sur mesure.

1.6 Les avantages du béton préfabriqué

Le béton préfabriqué hérite les atouts du béton classique qui est un matériau solide possédant plusieurs performances techniques : robuste, incombustible, peu d'entretien et confort thermique

et phonique (ne crée pas de résonance, notamment s'il sert d'escalier).

Par ailleurs, il a également ses propres atouts :

- Il est parfaitement étanche.
- Il résiste aux intempéries et aux variations brusques de température.
- Il constitue un bon allié pour lutter contre la pollution, les insectes et les moisissures.
- Il permet de gagner plus de temps non seulement lors de la fabrication, mais aussi au moment de la pose (n'exige pas de temps de séchage). En effet, les éléments sont livrés prêts à être assemblés.
- Il est économique, car il requiert moins de frais de main d'œuvre.
- Son utilisation s'aligne au respect des normes environnementales, car le béton préfabriqué est le moins émetteur de CO₂ par rapport aux autres maçonneries.

1.7 Les inconvénients du béton préfabriqué

Malgré ses nombreux avantages, le béton préfabriqué présente aussi quelques inconvénients, car il est imposant. Ainsi, il est plutôt réservé aux maisons ayant un intérieur spacieux.

De plus, il est difficile d'apprêter le béton préfabriqué aux formes complexes.

En outre, l'installation d'un ouvrage en béton préfabriqué est assez complexe et parfois dangereuse. Pour une pose fiable et sécuritaire, elle doit être confiée à des professionnels.

1.8 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de mettre en évidence la technologie de préfabrication, il a parlé globalement sur :

- Les caractéristiques du béton préfabriqué,
- Les différentes utilisations du béton préfabriqué,
- Ses avantages et ses inconvénients

Le chapitre suivant va présenter le projet d'étude.

CHAPITRE 2

PRÉSENTATION DU PROJET

2.1 Introduction

Pour augmenter la préfabrication en Algérie, l'entreprise s'intéresse, après la construction de plusieurs structures à un niveau, à l'études de faisabilité des bâtiments à usage d'habitation complètement en béton préfabriqué. Cette étude entre dans le cadre de ce projet. Si les résultats de ce travail sont satisfaisants, il sera présenté au CNERIB (Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment) pour avis technique. Dans ce projet, différents systèmes sont étudiés, à savoir :

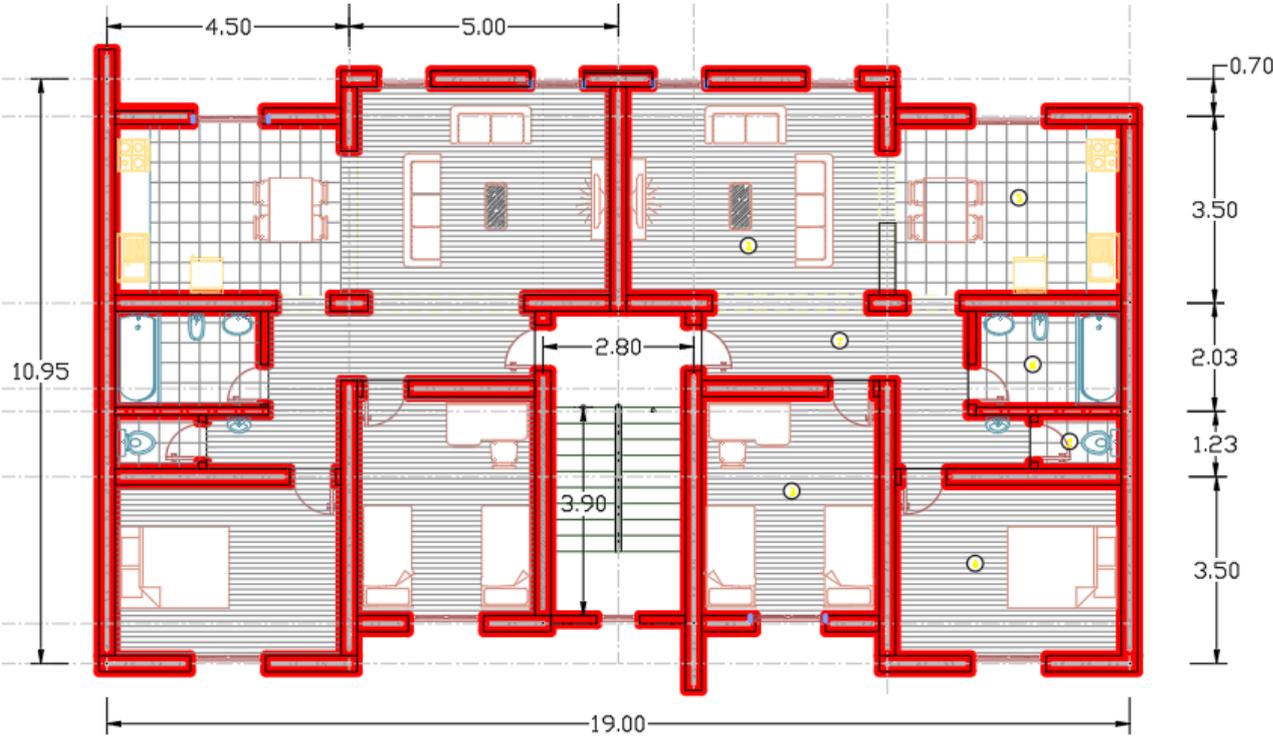
- Système panneaux porteurs préfabriqués
- Système portiques autostables préfabriqués
- Système portiques contreventés par des panneaux préfabriqués

2.2 Présentation de l'ouvrage

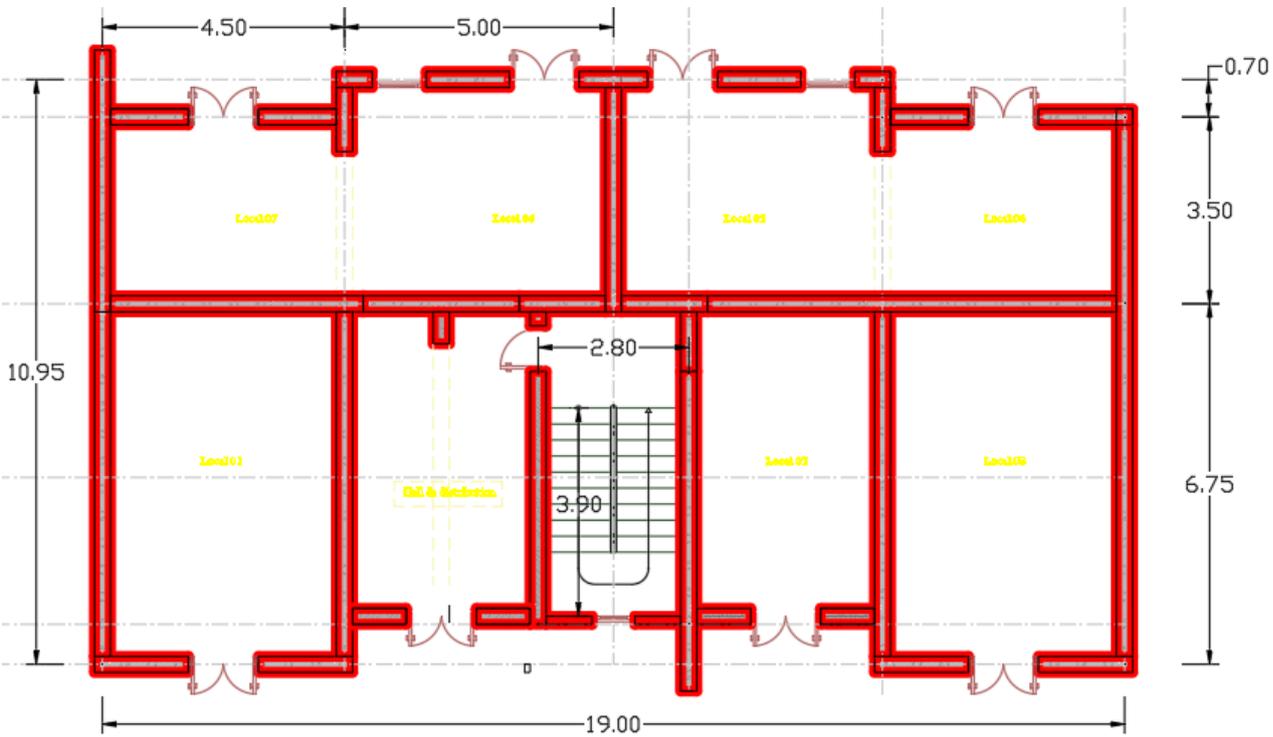
L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage d'habitation réalisé avec un système panneaux porteurs. Il est composé de six niveaux (R+5) avec une forme rectangulaire en plan, de longueur égale à 19.3 m et de largeur de 11.25 m.

Le rez-de-chaussée (RDC), de 3.4 m de hauteur, est réservé aux commerces. Les autres niveaux, de 3.06 m de hauteur, sont à usage d'habitation. La hauteur totale du bâtiment est 18.7 m. La figure 2.1 présente la vue en plan d'un niveau courant et un niveau rez-de-chaussée.

Pour la zone et le site d'implantation du bâtiment étudié, nous avons choisi une zone de forte sismicité (Zone III) et un site S3 étant donné que cette étude va être soumise à un avis technique. Nous avons donc pris en considération les cas les plus défavorables



(a) Plan étage courant



(b) Plan RDC

FIGURE 2.1 – Plan architectural

2.3 Règlements techniques utilisés

Les documents techniques règlementaires utilisés pour le calcul de cet ouvrage sont :

1. Pour le pré-dimensionnement des éléments :
 - DTR C.B.A 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [13].
 - DTR B.C 2.48 : Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 [15].
 - DTR B.C 2.42 : Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché [14].
 - Avis technique, bâtiments industriels à un seul niveau [19].
2. Pour l'application des charges :
 - DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation[12]
3. Dans la réglementation algérienne, il n'y a pratiquement aucune prescription concernant les structures préfabriquées, les règlements utilisés sont donc :
 - Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments[17]
 - Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments [16]

2.4 Caractéristique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures (CBA 93)

À l'état limite ultime (ELU) : il s'agit de vérifier qu'elles ne subissent pas de déformation irréversible sous l'action des charges et surcharges et a fortiori qu'elles ne présentent pas de dégradation.

À l'état limite de service (ELS) : il faut vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement.

2.4.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une construction est de reprendre les efforts de compression qui seront développés par la suite. Les formules ci-dessous sont utilisées pour évaluer la résistance à la compression du béton.

$$\text{Pour } j \leq 28j \Rightarrow \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

et

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

j : Nombre des jours

f_{cj} : La résistance à la compression à (j) jour exprimé en MPa

f_{c28} : La résistance à la compression à 28 jours exprimé en MPa, On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

La courbe du comportement du béton (contrainte-déformation) est montrée ci-dessous :

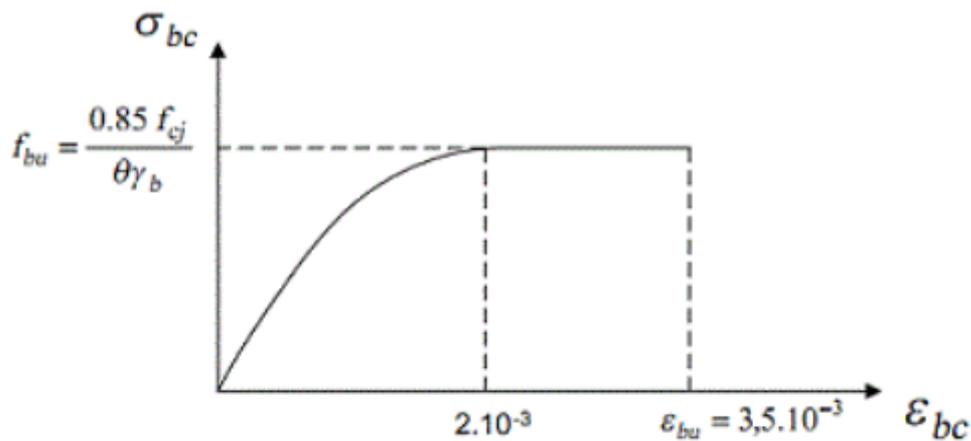


FIGURE 2.2 – Diagramme contrainte-déformation du le béton

Pour évaluer la résistance du béton à la traction, on utilise la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

À l'état limite ultime, la contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

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

— γ_b il vaut 1.5 pour l'état limite ultime et 1.15 pour l'état limite accidentel

— θ est fixé à 1 lorsque la durée d'application de la charge est supérieur à 24 h

À l'ELS, la contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

La composition du béton est conforme à la norme NF EN 26-1 pour les produits en béton préfabriqués en usine.

Les caractéristiques du béton pour chaque élément sont conformes à la norme NA 16002 : 2.1

TABLEAU. 2.1 – Caractéristiques du béton des éléments

Désignation	Classe béton	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	Ciment
Panneaux	C35/45	35	18.67	CEM II/A
Dalle	C45/55	45	24	CEM II/52.5
Fut à encuvement	C35/45	35	18.67	CEM II/A

2.4.2 Acier

L'acier utilisé est de type B500B, conforme à la norme européenne EN 10080 et aux normes nationales. Il est pressant sous forme de barres à hautes adhérences (HA) et de treillis soudés. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 2.10^5 MPa.

À l'ELU, la contrainte limite de traction est définie par la formule suivante :

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

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier, vaut 1.15 à l'état limite de service et 1 à l'état limite accidentel

À l'ELS, la contrainte limite de traction dépend du type de fissuration. Elle est estimée par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu préjudiciable : } \sigma_{st} = f_e \\ \text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \\ \text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{array} \right.$$

- η : Coefficient de fissuration, égale à 1 pour les RL et 1.6 pour les HA

La courbe de comportement de l'acier figure ci-dessous.

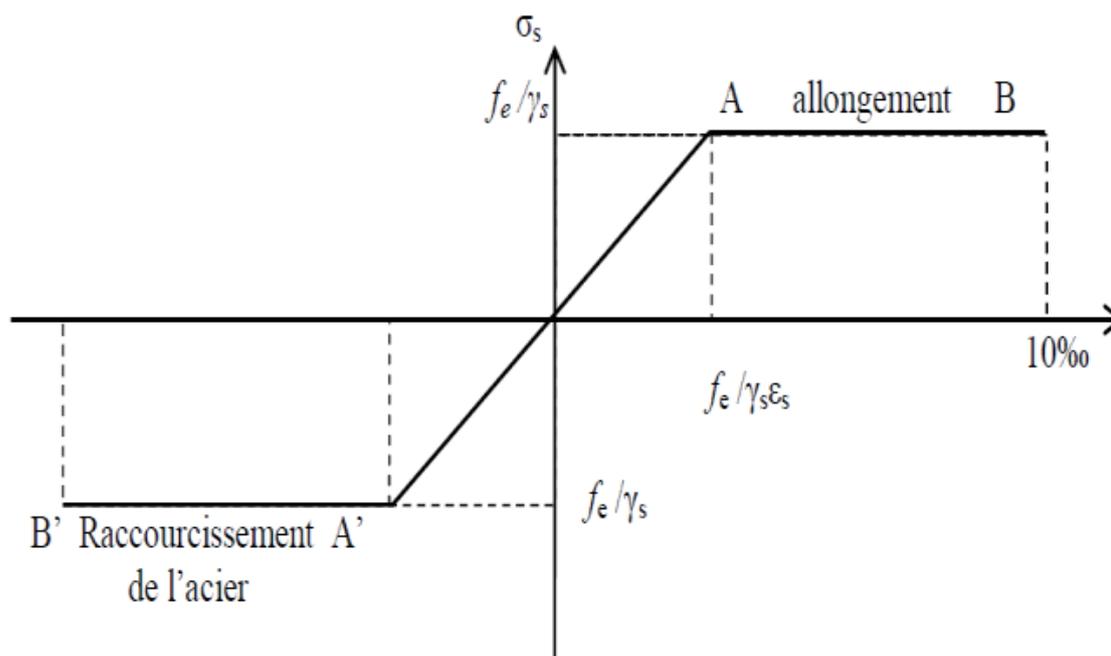


FIGURE 2.3 – Diagramme contrainte-déformation pour l'acier

2.4.3 Mortier de scellement

C'est un mortier spécial, conditionné en sac contenant un mélange sec de ciment Portland, de granulats et d'adjuvants garantissant la tenue du volume du mortier dans ses différentes phases (y compris durant le séchage). On le désigne aussi par « mortier à retrait compensé ». Il ne contient pas de chlorure de calcium ou d'éléments ferreux pour pouvoir assurer dans les meilleures conditions possibles (pas d'acidité ou de corrosion provenant des éléments du mortier) le scellement de pièces métalliques sur un support en béton. Il a plusieurs utilités : il sert principalement au calage, au scellement et au jointoiment de bases de machines, de bases de poteaux en béton armé ou en acier, de boulons d'ancrage. Il peut également être utilisé pour des applications plus classiques, comme boucher des trous dans les surfaces de maçonnerie.

En ce qui concerne le bâtiment étudié, dans notre bâtiment, son utilité consiste à remplir les réservations de l'acier dans le béton pour établir l'adhérence béton-acier (voir chapitre assemblage). Sa résistance à la compression peut atteindre les 90 MPa.

Pour notre étude, nous avons choisi une résistance de 60 MPa

2.5 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de présenter les éléments indispensables à l'étude du bâtiment concerné : la réglementation technique et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour le béton utilisé pour les dalles et les panneaux, nous avons choisi une résistance à la compression de 35 MPa. Pour le mortier de scellement, une résistance à la compression de 60 MPa. Pour l'acier utilisé, il est de type B500B.

CHAPITRE 3

PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

3.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments d'une structure (poutres, poteaux et voiles) est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il se fait selon les règles du CBA93 et du RPA/2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

3.2 Prédimensionnement du plancher

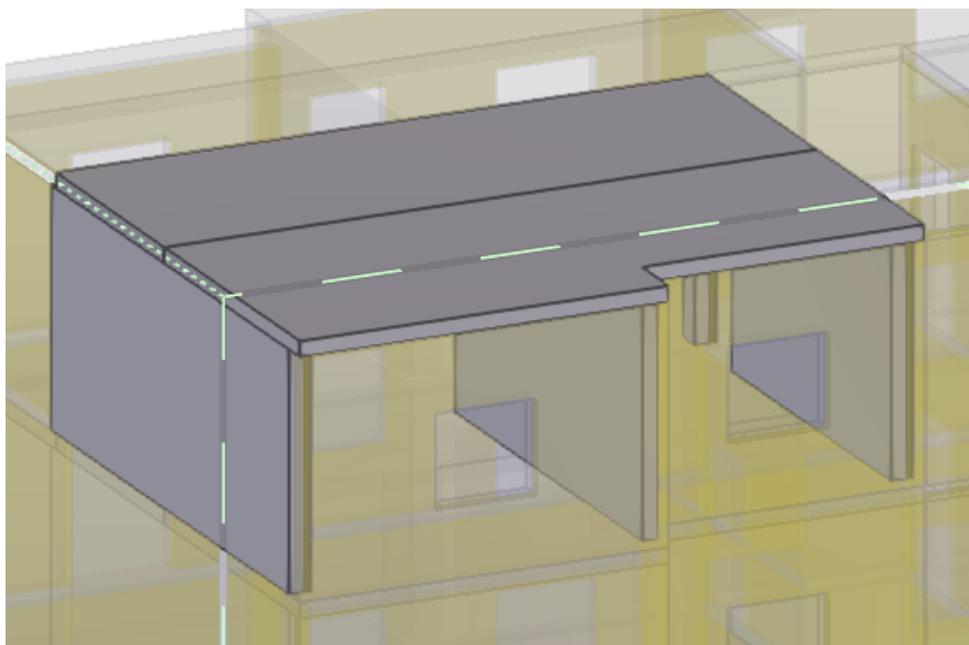
3.2.1 Définition

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide qui sert de séparation entre deux niveaux successifs. Il s'occupe de la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort en ce qui concerne l'isolation thermique et phonique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

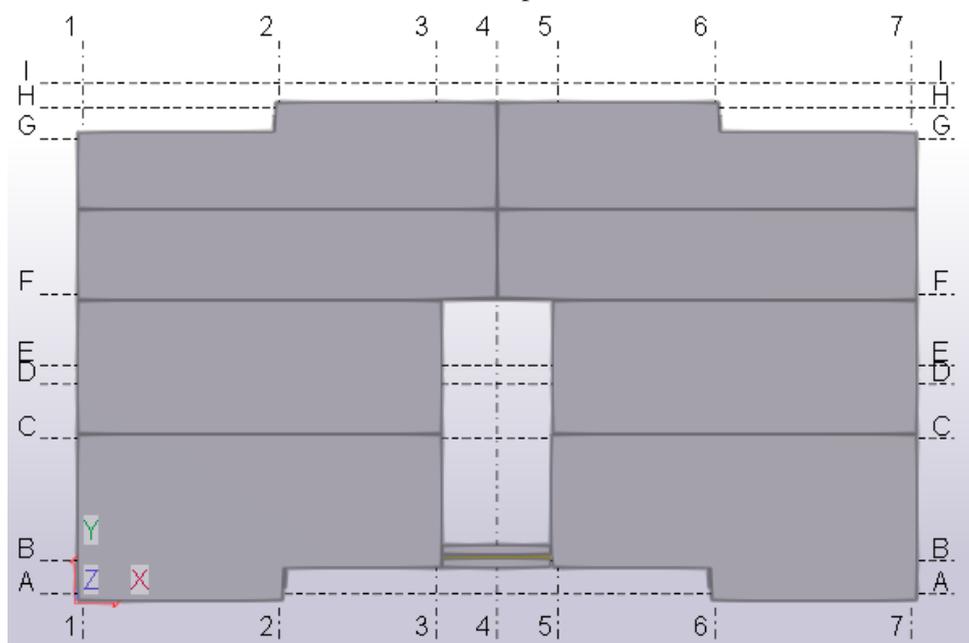
3.2.2 Cas d'étude

Dans notre cas d'étude bâtiment R+5, on a adopté un plancher composé de dalle pleine supportée en deux cotés c.-à-d, répartir les charges en un seul sens.

En raison des contraintes de transport, le plancher est composé de plusieurs dalles pleines, dont la plus importante ne dépasse pas 12 m de longueur et de 3 m de largeur. Les figures ci-dessous montrent la disposition des dalles ainsi que le sens porteur.



(a) Vue en 3D sur la disposition de la dalle



(b) Vue de dessus sur la composition du plancher

FIGURE 3.1 – Dalles pleines

3.2.3 Condition à vérifier lors de prédimensionnement

Condition de résistance au feu

Vis-à-vis de la résistance au feu, il faut retenir que les caractéristiques mécaniques de béton et de l'acier qui peuvent chuter lorsque la température augmente excessivement. Cette chute peut engendrer des allongements très importants et entraîner la rupture. Pour la sécurité et le confort des occupants, il faut prévoir pour l'épaisseur de la dalle :

- Pour 1 heure de coupe-feu $e=7.5$ cm
- Pour 2 heures de coupe-feu $e=11$ cm
- Pour 4 heures de coupe-feu $e=17.5$ cm

Dans notre cas, on a pris $e = 20$ cm (15 cm pour la dalle pleine préfabriquée + 5 cm pour la dalle de compression coulée sur site). Cette épaisseur nous permet d'assurer un diaphragme rigide.

Condition de l'isolation phonique

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur des planchers doit être au moins égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Avec l'épaisseur choisie pour notre dalle ($e = 20$ cm), cette condition est vérifiée.

Limitation de la flèche

Puisque la dalle concernée porte sur un seul sens, elle se comporte donc comme une poutre-dalle hyperstatique. Il faut vérifier dans ce cas que (CBA 93) :

$$e = \frac{L}{25}$$

L : La longueur entre nu d'appuis de la dalle

$L=5$ m (plus grande portée)

Avec cette valeur, on obtient :

$e= 19$ cm

Par conséquent, la valeur choisie précédemment de 20 cm est acceptable.

3.3 Prédimensionnement des panneaux

3.3.1 Introduction

Pour un confort aux habitants des bâtiments, le projet est doté d'un système d'isolation (thermique, phonique et acoustique) encastré aux panneaux. Ces derniers, vont reprendre, non seulement les charges, mais aussi, ils vont servir d'isolateurs au bruit et à la température (élevée, basse). La figure 3.2 clarifiée le système utilisé. Sur cette figure, on distingue :

- **Partie hachurée en bleu** : c'est une couche mince de 5 cm de béton projeté qui couvre le matériau isolant
- **Partie hachurée en rose** : c'est une couche de 5 cm d'isolation, le matériau fréquemment utilisé, c'est le polystyrène
- **Partie hachurée en gris** : c'est l'élément porteur (voile), son épaisseur est de 15 cm.

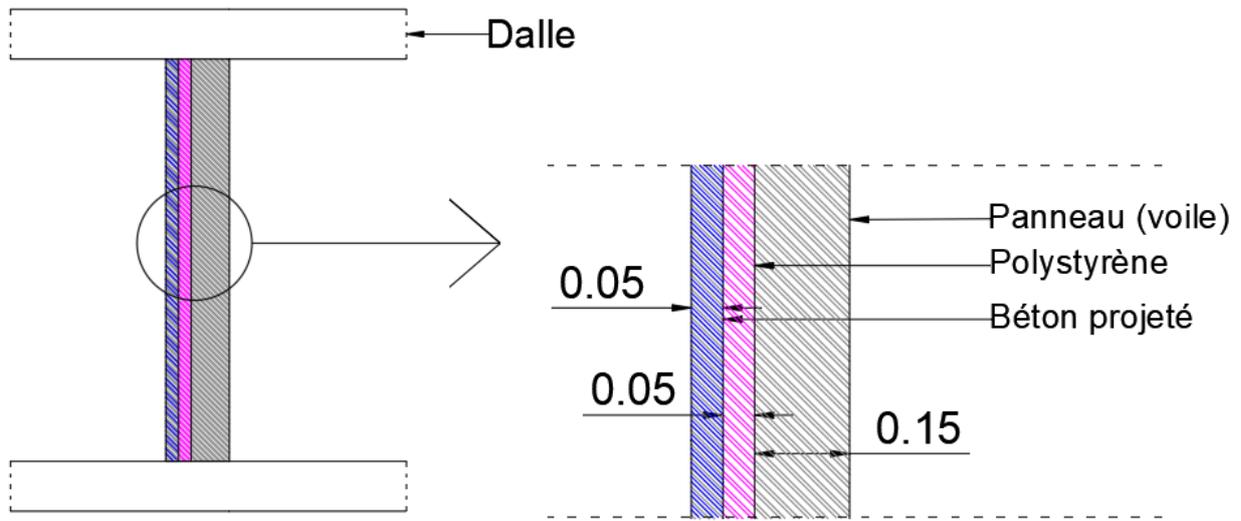


FIGURE 3.2 – Élément panneau préfabriqué

3.3.2 Élément voile

Le bâtiment étudié est composé de panneaux préfabriqués dont le rôle est de reprendre les charges verticales et horizontales, dues, respectivement, aux charges gravitaires et aux actions sismiques. Leur prédimensionnement est régi par l'article 7.7.1 du RPA99/2003.

Pour considérer qu'un élément est un voile, sa largeur doit être supérieure à quatre fois son épaisseur ($L \geq 4a$). Les panneaux utilisés pour ce bâtiment respectent cette condition.

3.3.3 Condition de prédimensionnement

L'épaisseur de voile est déterminée par la formule suivante :

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

h_e : La hauteur libre de l'étage

=3.06 m pour un étage courant

=3.4 m pour le RDC.

3.3.4 Cas d'étude

D'après la formule précédente, on trouve $e = 15.3 \text{ cm}$ pour l'étage courant et $e = 17 \text{ cm}$ pour le RDC, on adopte $e = 15 \text{ cm}$.

Elle représente l'épaisseur minimale d'un voile, si les conditions de dimensionnement ne peuvent pas être vérifiées avec cette épaisseur, on redimensionne les voiles.

3.4 Évaluation des charges

Pour commencer le calcul des éléments structuraux, on doit d'abord définir les charges qui leurs sont appliquées

3.4.1 Plancher étage courant

Les charges revenant à cet étage figurent dans le tableau suivant.

TABLEAU. 3.1 – Charges permanentes sur étage courant

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
Carrelages	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle	15+5	25	5
Enduit de ciment	1.5	10	0.15
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Total			6.5

3.4.2 Panneaux de séparation et de façade

Les charges des panneaux de séparation et façades figurent dans le tableau suivant. Les

TABLEAU. 3.2 – Charges permanentes pour panneaux de séparation et de façade

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
Béton projeté	4	25	1
Polystyrène	4	0.28	0.011
Paroi intérieur béton armé	12	25	3
Total			4.01

charges des panneaux de séparation et de façade seront répartis sur la surface du plancher

3.4.3 Plancher terrasse inaccessible

Les charges de la terrasse figurent dans le tableau suivant.

TABLEAU. 3.3 – Charges permanentes plancher terrasse

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
Protection gravillon	4	20	0.8
Étanchéité	2	6	0.12
Béton léger forme de pente	10	22	2.2
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle	20	25	5
Enduit de ciment	1.5	10	0.15
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Total			8.43

3.5 Charge totale

La charge totale appliquée aux planchers correspond à la somme des charges définies plus haut avec une charge d'exploitation supplémentaire égale à 1.5 kN pour un étage courant et 1 kN pour une terrasse inaccessible. Le tableau suivant résume la charge totale.

TABLEAU. 3.4 – Charge totale

Charge	Étage courant	Terrasse inaccessible
G (kN/m^2)	10.5	8.43
Q (kN/m^2)	1.5	1

3.6 Descente de charge

La descente de charge sert à évaluer la partie de chargement qui est attribuée à chaque élément. Étant donné que le plancher choisi est composé d'une dalle pleine qui porte dans un seul sens, alors les surfaces d'influence vont être distribuées suivant des rectangles, à l'exception

des dalles de rives dont la surface d'influence sera déterminée en utilisant les lignes de rupture. La descente de charge est faite pour un seul élément. La figure qui suit montre la surface d'influence de l'élément le plus chargé (panneau de RDC suivant la direction OY)

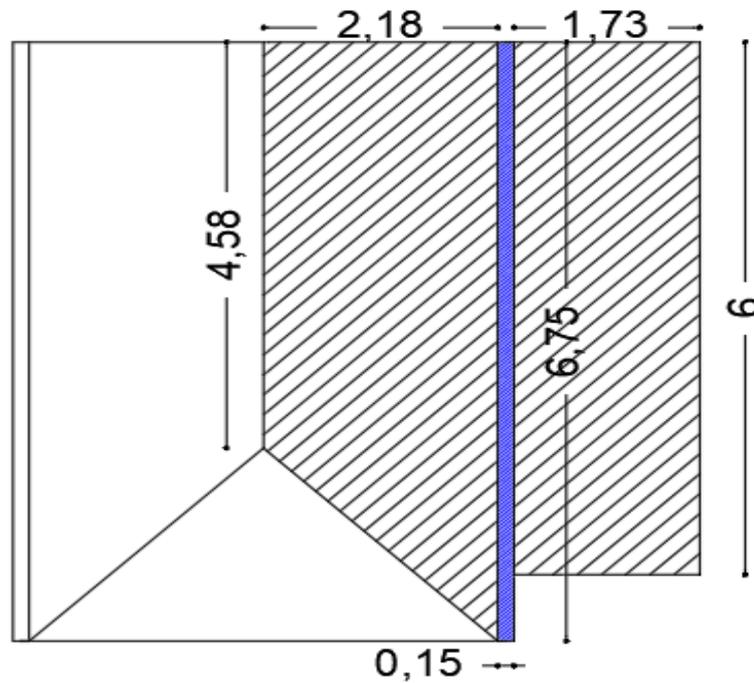


FIGURE 3.3 – Surface d'influence pour panneau RDC

La partie hachurée représente la surface d'influence revenant au voile schématisé en bleu. Le tableau ci-dessous donne la valeur de l'effort normal appliqué sur l'élément voile de la figure 4.3, en commençant par l'effort sous terrasse jusqu'à l'effort appliqué au RDC. Le calcul est fait en utilisant la formule suivante :

$$\text{Effort normal(kN)} = \text{Charge (kN/m}^2\text{)} * \text{Surface (m}^2\text{)}$$

La surface hachurée pour le calcul est égale à : $S=23.68 \text{ m}^2$

Les efforts obtenus figurent dans le tableau suivant :

TABLEAU. 3.5 – Effort normal sur panneau

Niveau	Élément	G (kN)	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_U (kN)
Sous terrasse	Plancher	338.62	404.37	23.68	581.42
	Panneau	65.75			
Sous 4ème niveau	Plancher	248.64	718.76	47.36	1041.36
	Panneau	65.75			
Sous 3ème niveau	Plancher	248.64	1033.15	71.04	1501.31
	Panneau	65.75			
Sous 2ème niveau	Plancher	248.64	1347.54	94.72	1961.25
	Panneau	65.75			
Sous 1er niveau	Plancher	248.64	1661.93	118.4	2421.20
	Panneau	65.75			
Sous niveau RDC	Plancher	248.64	1976.32	142.08	2881.15
	Panneau	65.75			

3.7 Conclusion

Ce chapitre nous a permis, d'une part, de prédimensionner les éléments qui ont donné les valeurs suivantes :

- Élément panneau : 15 cm d'épaisseur
- Élément dalle : 20 cm d'épaisseur + 5 cm de dalle de compression

Et d'autre part, de déterminer, les charges appliquées à chaque niveau, soit :

- Le prédimensionnement des éléments :
 - Élément panneau : 15 cm d'épaisseur
 - Élément dalle : 20 cm d'épaisseur + 5 cm de dalle de compression
- Les charges appliquées sur chaque étage :
 - Étage courant : $G = 10.5 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$
 - Terrasse inaccessible : $G = 8.43 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Le chapitre suivant s'intéresse à l'étude des éléments secondaires

CHAPITRE 4

ÉLÉMENTS SECONDAIRES

4.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments du bâtiment qui ne font pas partie de sa structure porteuse, ils comportent les éléments secondaires et les planchers. Ce sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs, etc.) ou autres (balcon, etc). Ils n'apportent pas une contribution significative à la résistance aux actions sismiques, donc peuvent être considérés comme éléments secondaires. De plus, ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Notre bâtiment ne comporte pas des balcons, on peut donc se contenter de calculer les escaliers et les acrotères. Quant au plancher, il sera étudié dans un prochain chapitre.

4.2 Acrotères

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il sert de garde-corps pour éviter une chute accidentelle. L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fait en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire à l'ELU et à l'ELS. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

L'acrotère préfabriqué se calcule comme étant un acrotère ordinaire, c'est-à-dire, on applique le même principe de calcul. Les figures suivantes montrent des acrotères préfabriqués.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 4.1 – Acrotères préfabriqués

Il existe plusieurs méthodes pour la réalisation d'un acrotère préfabriqué. Parmi ces méthodes, on trouve l'acrotère coulé avec la dalle de la terrasse. La figure 5.1b représente une dalle munie d'armatures d'attentes au niveau du contour : ce sont les armatures de l'acrotère. Pour le dimensionnement de celui-ci, on considère une bande de 1m, encastrée à sa base. Les dimensions sont détaillées dans le schéma suivant

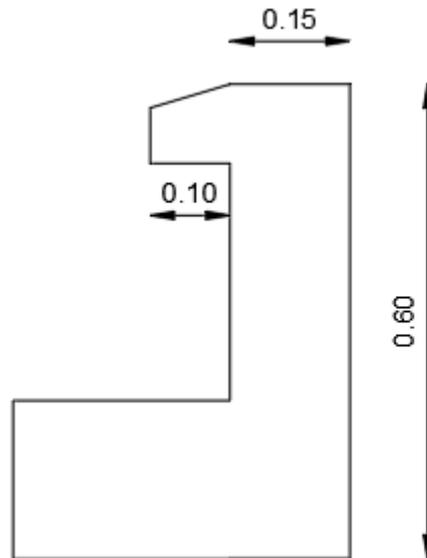


FIGURE 4.2 – Dimensions de l'acrotère

Les efforts appliqués sur l'acrotère sont : son poids propre et une charge d'exploitation égale à 1kN (Fig.4.3).

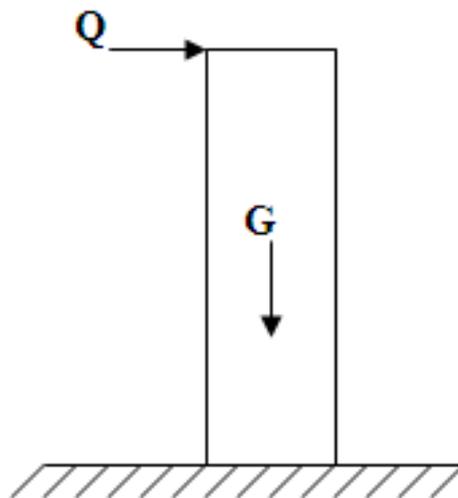


FIGURE 4.3 – Efforts appliqués sur l'acrotère

4.2.1 Évaluation des sollicitations de calcul

Les sollicitations utilisées pour le calcul du ferrailage ainsi que le choix de la section figurent dans les tableaux suivants. Après le calcul en flexion composé, la section d'acier trouvée est

TABLEAU. 4.1 – Efforts sur acrotère

Combinaison de charge	N (kN/ml)	M (kN.m/ml)	V (kN/ml)
ELU	3.325	0.9	1.5
ELS	2.463	0.6	1

donnée dans le tableau suivant

TABLEAU. 4.2 – Section d'acier de l'acrotère

	A_s (cm^2)	A_{sc} (cm^2)
Section d'acier	1.9	0

4.2.2 Vérification au cisaillement

Pour que le béton puisse reprendre les efforts de cisaillement, la fissuration étant préjudiciable, la contrainte $\tau = \frac{V}{bd}$ doit être limitée par une contrainte admissible donnée par

$$\bar{\tau} = \min \begin{cases} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$$

Or, $\tau = 0.012 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.5 \text{ MPa}$, alors le béton seul suffit pour reprendre les efforts de cisaillement

4.2.3 Vérification vis-à-vis la force sismique

L'acrotère peut être soumis à une force sismique horizontale donnée par

$$F_p = 4AC_p W_p$$

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- C_p : Facteur de force horizontale
- W_p : Poids de l'acrotère

Le ferrailage obtenu sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation est suffisant lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$F_p \leq 1.5Q$$

On a :

- $A=0.25$
- $C_p=0.3$
- $W_p=2.43$ kN

Cela veut dire que $F_p = 0.73$ kN, on a F_p est strictement inférieure à $1.5Q$, donc on ne va pas recalculer la section de ferrailage

La section adoptée est de $A_s = 1.9$ cm² qui correspond à 3HA10/ml pour les deux faces avec un espacement de 33 cm, tandis que les armatures longitudinales ou de répartition vont avoir le quart de la section transversale $A_l = 0.5$ cm² qui correspond à 2HA6/ml, vue le grand espacement qui va créer, on augmente le nombre de barres à 3HA6/ml espacées de 33 cm, voir figure

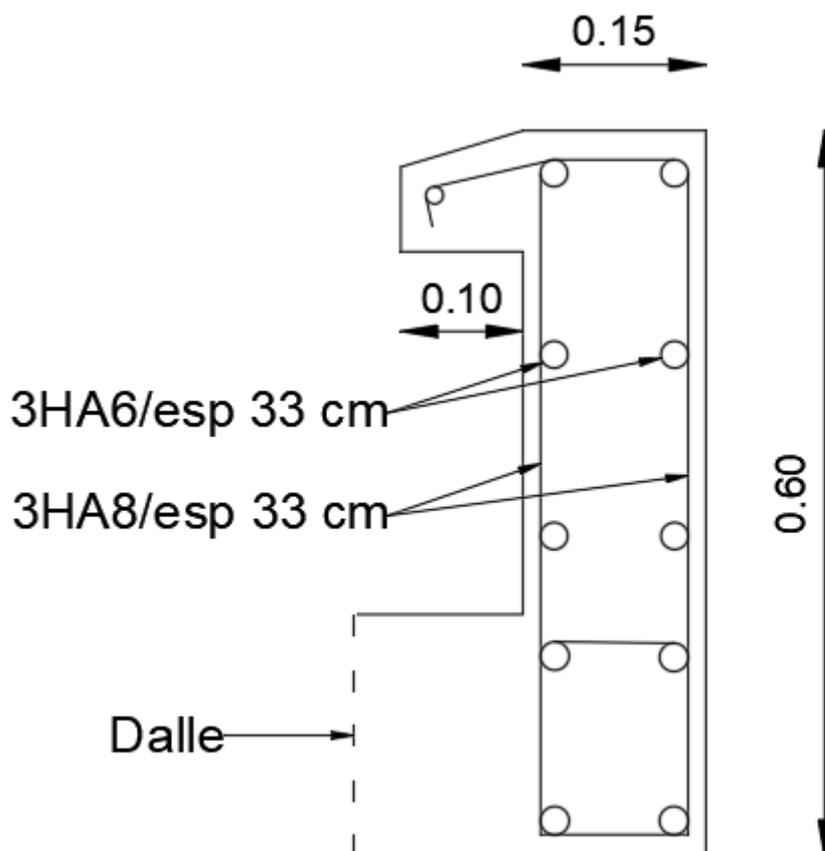


FIGURE 4.4 – Ferrailage de l'acrotère

4.3 Escaliers

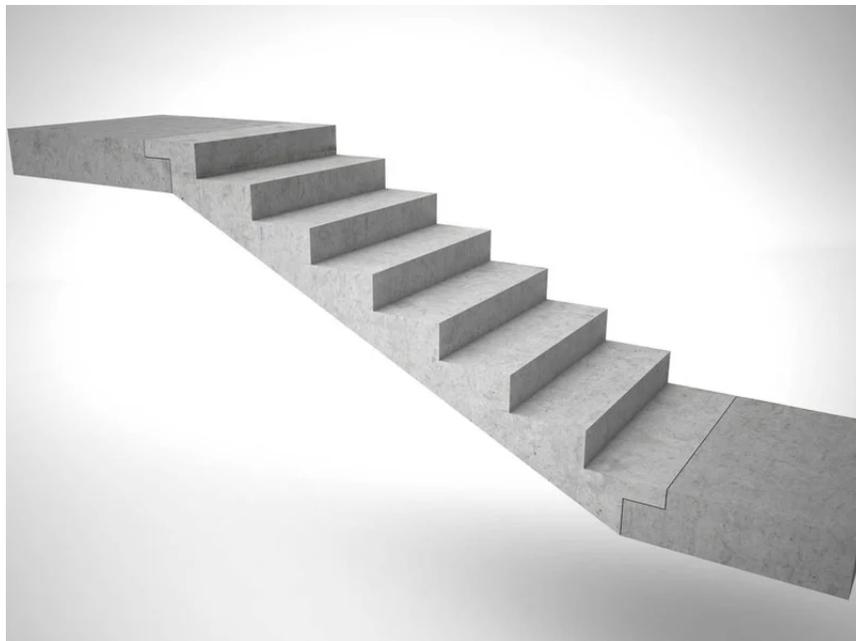
Un escalier est un moyen statique permettant le passage d'un niveau horizontal à un autre (les moyens dynamiques étant les ascenseurs, escalators, etc.). C'est un élément non structural composé de gradins successifs sur une dalle inclinée en béton armé.

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volées.

Le calcul des escaliers préfabriqués est identique à celui des escaliers ordinaires. Les figures suivantes montrent des escaliers préfabriqués.



(a) Type 1



(b) Type 2

FIGURE 4.5 – escaliers préfabriqués

Le premier type d'escalier est construit avec son palier de repos (ensemble), tandis que le deuxième est composé de trois parties : volée et deux paliers de repos.

4.3.1 Géométrie

Un escalier doit être efficace, facile à escalader. Les dimensions des escaliers doivent respecter la relation de Blondel donnée par la double inégalité : [7]

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

— g : giron ou largeur de la marche

— h : hauteur du contre marche

En fixant la hauteur des contres marches $h = 17 \text{ cm}$, on trouve le nombre de contre marche correspond à

$$n = \frac{3.06}{17} = 18$$

Ce qui va nous donner un giron égale à $g = 30 \text{ cm}$.

Avec le choix de ces valeurs, les dimensions choisies vérifient la double inégalité du Blondel.

4.3.2 Dimensionnement

Les volées d'escaliers sont calculées comme des poutres inclinées dont la largeur est égale à un mètre. Les escaliers ne doivent pas avoir une flèche excessive, c'est-à-dire, la paillasse doit avoir une épaisseur suffisante. Dans un immeuble d'habitation, il faut que [2] (Fig.4.6) :

$$e \geq \max\left(\frac{\text{Portée}}{30}; 10 \text{ cm}\right)$$

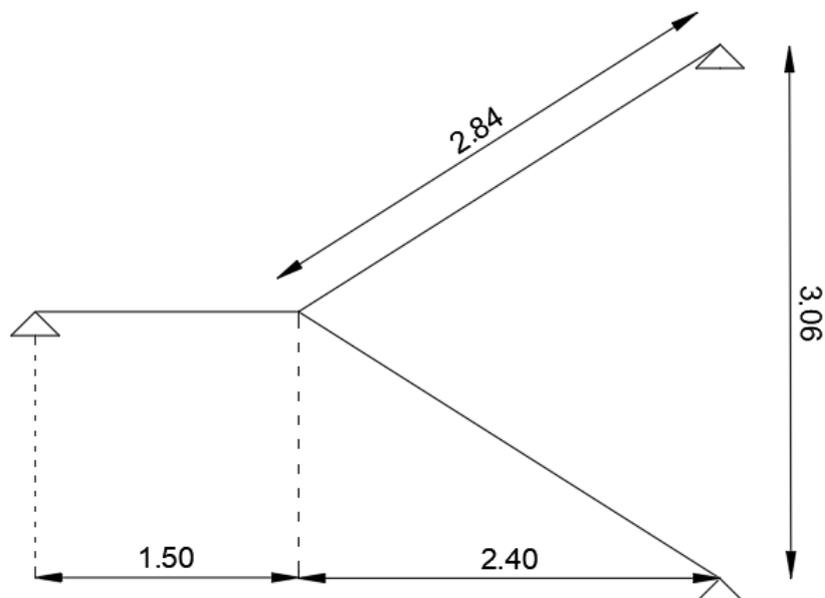


FIGURE 4.6 – Coupe verticale sur escalier

La portée est égale à 2.84 m, cela veut dire que e est supérieure à 10 cm, donc l'épaisseur adoptée est $e = 15 \text{ cm}$

$$e \geq \max\left(\frac{2.84}{30}; 10 \text{ cm}\right)$$

4.3.3 Évaluation des charges

Avant de calculer le ferrailage des escaliers, on doit déterminer les charges qui lui sont directement appliquées. Les tableaux suivants définissent les charges appliquées sur palier et sur la paillasse.

TABLEAU. 4.3 – Charges permanentes de la volée

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Carrelages	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Poids de paillasse	15	25	3.75
Enduit de ciment	1.5	10	0.15
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Poids de marche	8.5	22	1.87
Total			7.12

TABLEAU. 4.4 – Charges permanentes du palier

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Carrelages	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Poids de palier	15	25	3.75
Enduit de ciment	1.5	10	0.15
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Total			5.25

Le tableau suivant résume les charges permanentes ainsi d'exploitations

TABLEAU. 4.5 – Charge totale sur escalier

Type de charge	volée	palier intermédiaire
G (KN/m ²)	7.12	5.25
Q (KN/m ²)	2.5	2.5

4.3.4 Modélisation des escaliers

Pour modéliser les escaliers, nous nous sommes aidés par le logiciel ROBOT en utilisant les dimensions illustrées par la figure 4.6 et les charges mentionnées dans les tableaux précédents.

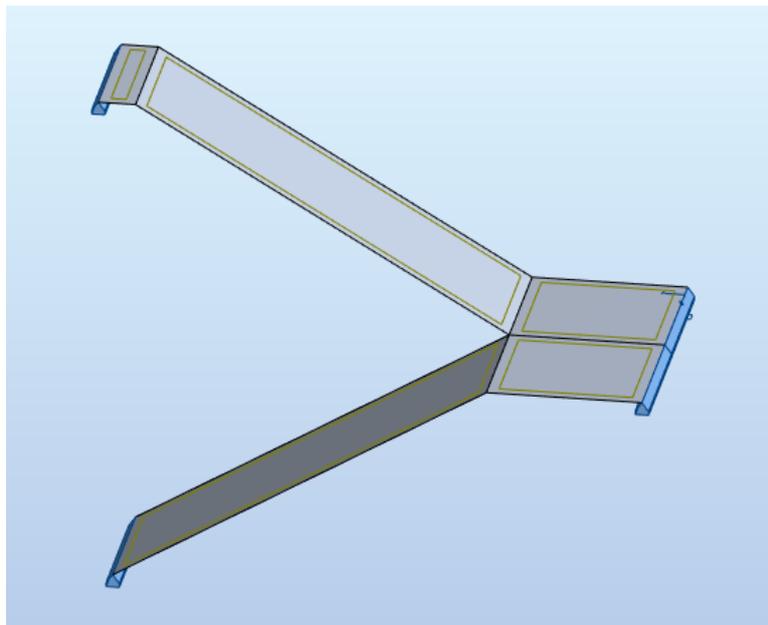


FIGURE 4.7 – Modèle d'escalier sur ROBOT

4.3.5 Évaluation des sollicitations

Les résultats obtenus à l'aide du logiciel ROBOT sont illustrées par la cartographie des escaliers (Fig.4.8).

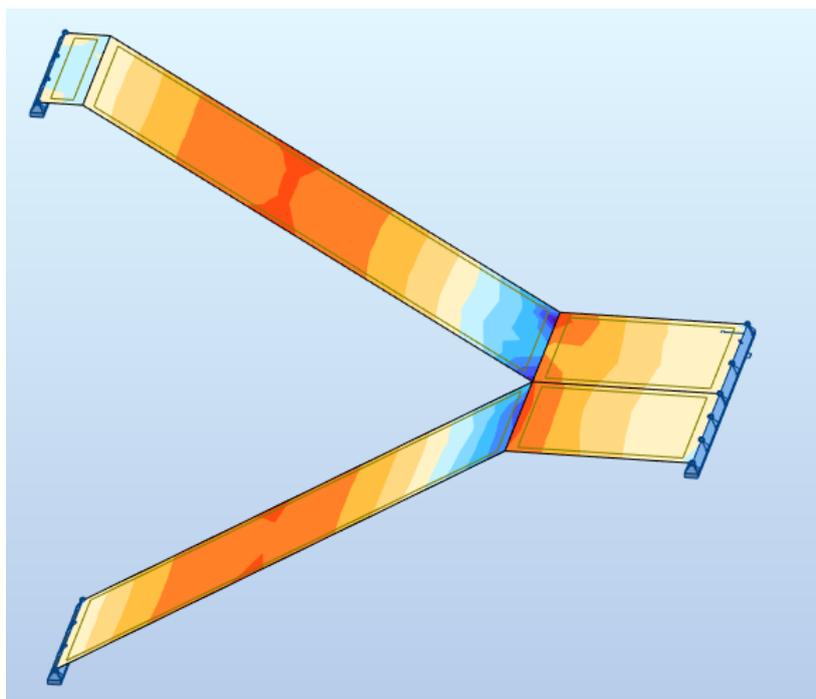


FIGURE 4.8 – Cartographie des moments d'escalier

Dans la figure ci-dessus, les zones bleues possèdent un moment négatif et les zones orange un moment positif. Les valeurs des moments sont données dans le tableau suivant où M_p, M_v, M_i représentent respectivement le moment au palier, à la volée et à l'intersection entre les deux.

TABLEAU. 4.6 – Résultats des moments sur escalier

Type de combinaison	M_v (kN.m/ml)	M_p (kN.m/ml)	M_i (kN.m/ml)
ELU	15.93	7	-14
ELS	11.46	5	-12.5

4.3.6 Calcul du ferrailage

Le tableau suivant présente le résultat du calcul du ferrailage longitudinal des escaliers du bâtiment. Donc, la section des armatures longitudinales à adopter est 6HA10/ml. Avec des armatures de répartition d'une section au moins égale au quart de celle des armatures principales, on obtient 4HA8/ml.

Des armatures longitudinales supérieures de section 6HA10/ml sont à prévoir comme des chapeaux dans la partie supérieure à l'intersection du palier-volée pour supporter le moment négatif qui peut être présent.

TABLEAU. 4.7 – Section d'acier sur volée

Combinaison de charge	$A_s \text{ cm}^2$
ELU	3.1
ELS	4.2

4.3.7 Vérification au cisaillement

La contrainte du cisaillement du béton est donnée par la formule $\tau = \frac{V}{bd}$, pour que le béton puisse reprendre ces efforts, τ doit être limité par un minimum entre,

$$\min = \left(\frac{0.25 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

En prenant la valeur de l'effort tranchant maximal égale à 42 kN/ml, la valeur de τ égale à $\tau = 0.311 \text{ MPa} \leq 5.8 \text{ MPa}$. Le béton seul peut reprendre les efforts du cisaillement (Fig.4.9)

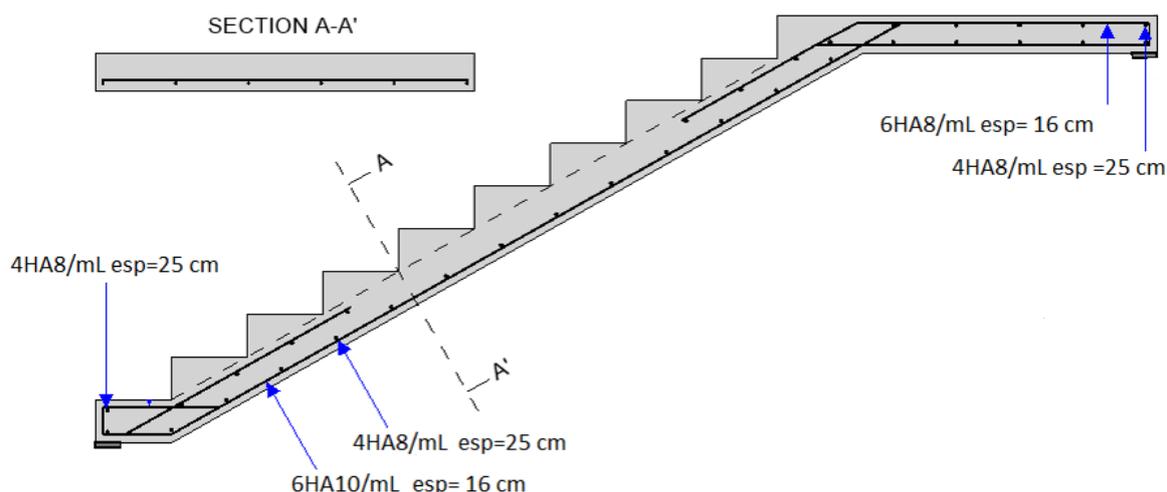


FIGURE 4.9 – Ferrailage escalier

4.4 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de calculer les éléments secondaires (acrotère et escaliers) en définissant les charges appliquées sur chacun des éléments, puis en modélisant les éléments concernés. Les sollicitations obtenues nous ont permis de déterminer les sections de ferrailage nécessaire pour chaque élément.

Le chapitre suivant est dédié à l'étude dynamique de la structure.

5.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les tremblements de terre sont, sans doute, celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines. Tel est le rôle de la construction parasismique.

Les structures préfabriquées possèdent une particularité qui est l'assemblage des éléments. Par conséquent, le comportement dynamique de telle structure reste toujours une question. La recherche scientifique faite par (Hongtao Liu and Zhenyu Wang and Xiuli Du and Geoffrey Q.P. Shen) explique la performance des joints entre les éléments vis-à-vis le séisme. La conclusion étant constaté est :

- Le joint préfabriqué était capable de correspondre aux performances en termes de résistance maximale, de rigidité, de déformation des connexions monolithiques. Il convient de noter que le spécimen préfabriqué présentait une ductilité de déplacement supérieure d'environ 60% à celle du spécimen coulé sur place correspondant [5].

Selon la recherche précédente, on peut constater que les joints dans les structures préfabriquées ont un comportement similaire avec les joints monolithiques vis-à-vis leur résistance, donc l'étude dynamique de notre structure va être similaires qu'une structure ordinaire.

5.2 L'objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lorsqu'elle est soumise à une action sismique (cas de notre ouvrage). Une telle étude, pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent

très complexe. Pour cette raison, pour l'analyse, on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier considérablement les problèmes.

5.3 Les méthodes de calcul dynamique

On distingue :

- La méthode modale spectrale
- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

5.4 La méthode modale spectrale

5.4.1 Présentation de la méthode

La méthode modale spectrale est une méthode largement utilisée pour connaître le comportement d'un ouvrage vis-à-vis du séisme. Elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'une enveloppe d'accélération appelée spectre de réponse,
- l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire élastique de la structure lors de vibration, c-à-d, la matrice masse et de rigidité ne varient pas avec le temps.

5.4.2 Principe

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

5.4.3 Hypothèse de calcul

Les hypothèses sont :

- (a) Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher
- (b) Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- (c) Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

5.4.4 Spectre de réponse

Le spectre de réponse est une courbe représentant l'accélération maximale induite par les vibrations sismiques en fonction de la période propre d'un oscillateur harmonique simple (pendule, ressort, etc) et de son amortissement critique. Le spectre de réponse est un outil utilisé par les concepteurs d'ouvrage (bâtiments, ouvrage d'art...).

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

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, Tableau 4.2 (RPA)

5.4.5 Nombre de modes à considérer

D'après l'article 4.3.4 (RPA)

1. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration 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

2. Dans le cas où les conditions ci-dessus ne peuvent pas être, satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

$$T_K \leq 0.20sec$$

où N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K

5.5 Analyse modale

5.5.1 Caractéristique relative à l'étude dynamique

Cette étude sera soumise à une « expertise » au niveau du CNERIB pour l'obtention d'un avis technique sur le système de construction par panneaux préfabriqués à usage d'habitation. Comme nous l'avons mentionné plus haut, nous avons choisi un site de catégorie (S3), et une zone d'implantation de forte sismicité (ZONE III).

Les caractéristiques sismiques de l'ouvrage figurent dans les tableaux suivants.

TABLEAU. 5.1 – Caractéristique du site

Caractéristique du Site	
Catégorie du Site	S3
Zone	III

TABLEAU. 5.2 – Caractéristique de la structure

Caractéristique de la structure	
Coefficient d'accélération de zone A	0.25
Facteur de qualité Q	1.2
Coefficient de comportement R	3.5
Pourcentage d'amortissement critique ξ	10%

Le facteur de qualité Q est déterminé selon le tableau suivant :

TABLEAU. 5.3 – Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	Observé	N/Observé
1. Conditions minimales sur les filles de contreventement	-	0.05
2. Redondance en plan	-	0.05
3. Régularité en plan	0	-
4. Régularité en élévation	0	-
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	-
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0.1
	$Q = 1 + \sum P_q$	1.2

5.5.2 Modèle 3D de la structure

L'analyse modale de la structure est faite à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS à cause de la complexité de calculer des modes propres d'une structure entièrement

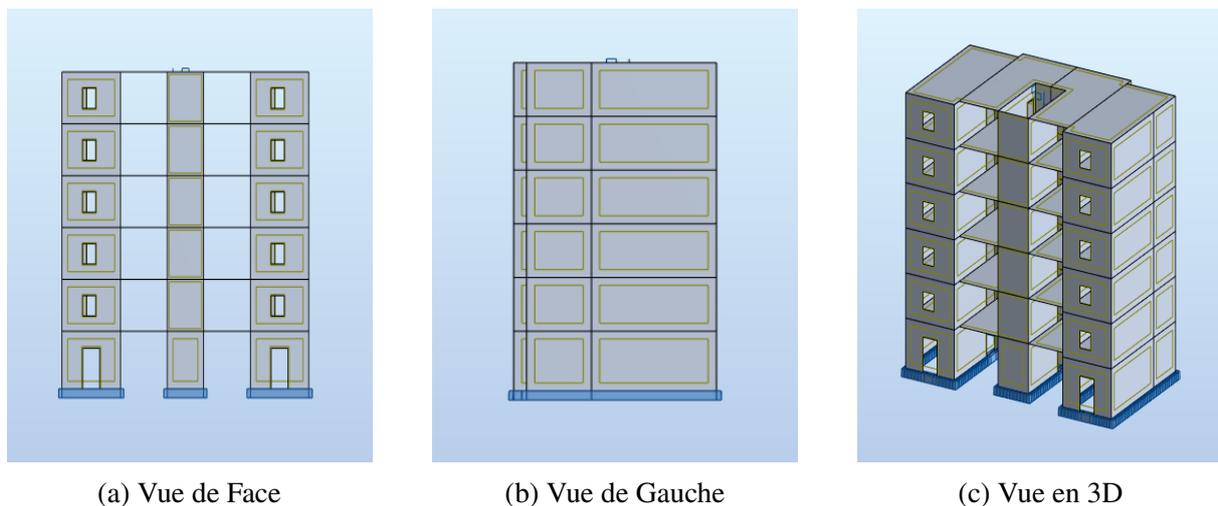


FIGURE 5.1 – Modèle 3D de la structure

en voile à la main. Le modèle 3D est présenté par la figure 5.1.

Avant d'entamer le calcul, on doit choisir quelque paramètre concernant la méthode de calcul :

- Méthode Itérative : Sous-espace par blocs
- Matrice Masse : Concentrées sans rotations
- Participation Massique : Selon l'équation 4-5 (RPA), avec $\beta = 0.2$, W_G et W_Q sont respectivement le poids propre de la structure et la charge d'exploitation appliquée

$$W = W_G + \beta W_Q$$

5.5.3 Résultats de l'analyse modale

Après le lancement du calcul du modèle présenté au-dessus, les résultats de l'analyse modale sont affichés dans le tableau ci-dessous.

TABLEAU. 5.4 – Résultats de l'analyse modale

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,27	73,63	0	73,63	0
2	0,14	73,64	73,61	0,01	73,61
3	0,1	74,03	74,06	0,39	0,45
4	0,07	93,01	74,06	18,98	0
5	0,04	93,01	91,8	0	17,74

On voit clairement qu'on a atteint 90% de la masse participante, et cela, dans le cinquième

mode. Le comportement de notre structure est une translation dans les deux premiers modes et une rotation dans le troisième mode.

5.5.4 Vue de la déformée

La déformée de la structure selon les trois modes de vibration est donnée par la figure suivante.

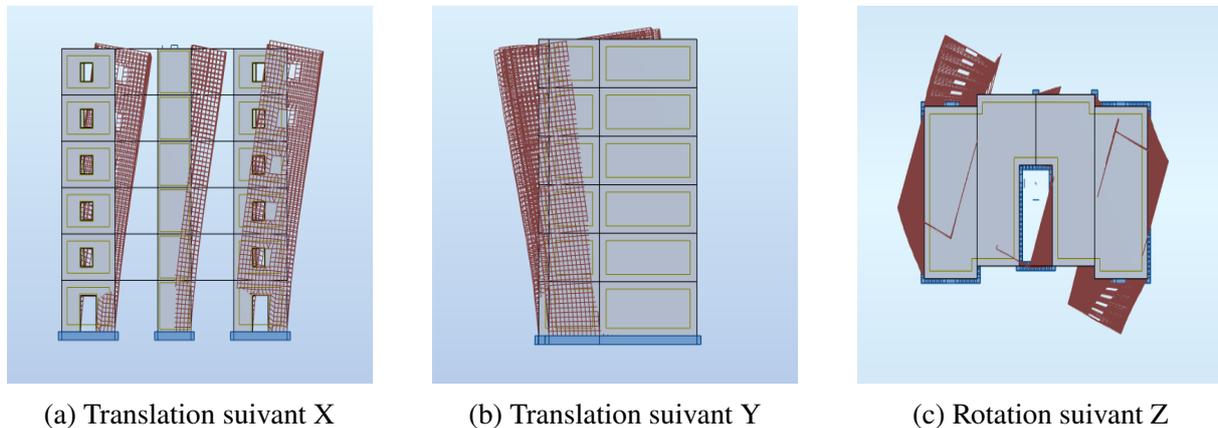


FIGURE 5.2 – Déformée de la structure selon les 3 modes

5.5.5 Effort tranchant à chaque étage

L'effort tranchant appliqué à chaque étage suivant les deux directions principales est présenté dans le tableau ci-dessous. L'effort tranchant à la base a une composante ($V_X = 2631.74 \text{ kN}$; $V_Y = 2684.61 \text{ kN}$)

TABLEAU. 5.5 – Effort tranchant à chaque étage suivant X et Y

Étage	$V_X \text{ (kN)}$	$V_Y \text{ (kN)}$
1	2631.74	2684.61
2	2476.83	2542.29
3	2220.84	2273.34
4	1888.98	1928.42
5	1454.22	1487.84
6	850.79	862.35

5.6 Vérification des conditions du RPA

5.6.1 Choix de la période

La période fondamentale, calculée numériquement à l'aide du logiciel, ne doit pas dépasser celle estimée par la formule empirique appropriée de plus de 30%.

Les formules utilisées pour le calcul de la période empirique, d'après RPA (art 4.2.4) :

$$T_{\text{empirique}} = \min \begin{cases} 0.09(h_N/\sqrt{D}) \\ C_T h_N^{3/4} \end{cases}$$

Le coefficient C_T est donné dans le tableau 4.6 du RPA. Pour notre cas on prend $C_T = 0.05$.

TABLEAU. 5.6 – Vérification de la période

$T_{\text{numerique}}$	$T_{\text{empirique}}$	$1.3 T_{\text{empirique}}$
0.27	0.38	0.49

D'après le tableau au-dessus, on voit que la période numérique est inférieure à 30% de plus de la période empirique, donc la condition de l'article est bien vérifiée.

5.6.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

Selon l'article 4.3.6 du RPA, l'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectrale doit être strictement supérieure à 80% de l'effort tranchant estimé par la méthode statique équivalente

La formule utilisée pour le calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalente, telle que D est le facteur d'amplification dynamique.

$$V = ADQW/R$$

$$\text{Telle que} = \begin{cases} W = 1677141.69Kg \\ D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \end{cases}$$

TABLEAU. 5.7 – Vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{statique} (kN)$	$0.8 V_{statique} (kN)$	$V_{modale} (kN)$
Effort à la base V_X	3278.16	2622.53	2631.74
Effort à la base V_Y	2946.23	2356.98	2684.61

D'après le tableau ci-dessus, la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée

5.6.3 Vérification de la stabilité au renversement

Selon l'article 4.4.1 du RPA, la condition de stabilité de la structure vis-à-vis au renversement doit être vérifiée, tel que le moment stabilisant due au poids propre de la structure doit être strictement supérieur au moment renversant due au séisme, de telle sorte :

$$(M_S/M_R) \geq 1.5$$

$$Avec = \begin{cases} M_R = \sum_{i=1}^n F_i h_i \\ M_S = \begin{cases} M_{SX/O} = W X_O & X_O = 9.5m \\ M_{SY/O} = W Y_O & Y_O = 5.34m \end{cases} \end{cases}$$

F_i : la force sismique appliquée sur chaque étage

$X_O; Y_O$: les coordonnées du centre de gravité de la structure

TABLEAU. 5.8 – Définition des variables suivant X

étage	$h_i (m)$	$F_i (kN)$	$CG (m)$	$W_i (Kg)$
1	3.4	154.91	9.5	290009.17
2	6.46	255.99	9.5	277895.01
3	9.52	331.86	9.5	277895.01
4	12.58	434.76	9.5	277895.01
5	15.64	570.48	9.5	277895.01
2	18.7	883.74	9.5	275552.49

D'après le tableau 5.8 et les équations introduisent précédemment, on obtient :

TABLEAU. 5.9 – Vérification de (M_S/M_R) suivant X

		rapport (M_S/M_R)
Moment renversant ($KN.m$)	36257.22	4.31
Moment stabilisant ($KN.m$)	156301.22	

TABLEAU. 5.10 – Définition des variables suivants Y

étage	h_i (m)	F_i (kN)	CG (m)	W_i (Kg)
1	3.4	142.32	5.34	290009.17
2	6.46	268.95	5.34	277895.01
3	9.52	344.92	5.34	277895.01
4	12.58	440.58	5.34	277895.01
5	15.64	625.49	5.34	277895.01
2	18.7	862.35	5.34	275552.49

D'après le tableau 5.10 et les équations introduisent précédemment, on obtient :

TABLEAU. 5.11 – Vérification de (M_S/M_R) suivant Y

		rapport (M_S/M_R)
Moment renversant ($KN.m$)	36956.04	2.37
Moment stabilisant ($KN.m$)	87857.74	

Les tableaux au-dessus montrent clairement que les rapports sont strictement supérieurs à 1.5 suivant les deux directions X et Y respectivement, donc la condition est vérifiée.

5.6.4 Justification vis-à-vis des déformations

Selon l'article 5.10 du RPA, les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

Où :

δ_k : déplacement absolu au niveau k dû au séisme multiplié par le coefficient de comportement R

Δ_k : déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$

TABLEAU. 5.12 – Les valeurs des déplacements

étage	δ_k (cm)		Δ_k (cm)		h_i (m)	1% h_i (cm)
	selon X	selon Y	selon X	selon Y		
1	0,2	0,1	0,2	0,1	3,4	3,4
2	0,5	0,1	0,3	0	3,06	3,06
3	0,8	0,2	0,3	0,1	3,06	3,06
4	1,1	0,3	0,3	0,1	3,06	3,06
5	1,5	0,4	0,4	0,1	3,06	3,06
6	1,9	0,6	0,4	0,2	3,06	3,06

D'après les résultats obtenus dans le tableau 5.12, tous les déplacements relatifs sont inférieurs à 1% de la hauteur de l'étage, donc cette condition est justifiée.

5.6.5 Justification vis-à-vis l'effet $P - \Delta$

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement ($Delta$). La valeur de l'effet P-delta dépend à

- La valeur de la force axiale appliquée
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- La souplesse des éléments de la structure

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Selon l'article 5.9 (RPA), l'effet ($P - \Delta$) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \left(\frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \right) \leq 0.10$$

Telle que :

P_k : poids total de la structure associé au-dessus du niveau k

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k)

Δ_k : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau ($k - 1$)

h_k : hauteur de l'étage (k)

En utilisant les valeurs tirées des tableaux 5.12, 5.8 et 5.5 avec l'équation définie au-dessus, obtient les résultats suivants :

TABLEAU. 5.13 – Valeurs θ

étage	P_k (kg)	Valeurs θ	
		selon X	selon Y
1	1677141,692	0,003677451	0,001802514
2	1387132,518	0,002551406	0
3	1109237,513	0,001544047	0,000502796
4	831342,5076	0,001029585	0,000336176
5	553447,5025	0,000954858	0,00023332
6	275552,4975	0,000679625	0,000335257

On déduit que les valeurs de θ selon les deux directions sont inférieures à 0.1, donc la condition de l'article est vérifiée

5.7 Conclusion

Ce chapitre a porté sur l'étude dynamique de la structure en utilisant la méthode modale spectrale, ainsi que les vérifications nécessaires exigées par le RPA.

Il faut noter que l'étude dynamique d'une structure en préfabriqué est la même qu'une structure ordinaire, car leur comportement est similaire. La particularité des structures préfabriquées réside dans l'étude des assemblages. Dans le chapitre suivant, on va calculer le ferrailage des planchers.

6.1 Introduction

Le plancher est un élément horizontal secondaire. Il distribue la charge qui lui est appliquée aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles ...). Il peut aussi jouer le rôle d'un diaphragme rigide pour transmettre la totalité de la charge sismique aux éléments verticaux.

Pour le cas présent, le plancher est composé de plusieurs dalles pleines l'une à côté de l'autre avec une dalle de compression au-dessus qui assure prochainement le diaphragme rigide.

6.2 Présentation du plancher

Le plancher de notre structure est similaire dans tous les étages, il a des dimensions de ($D_X = 19\text{ m}$ et $D_Y = 11\text{ m}$), il est composé de 12 dalles pleines comme est indiqué dans la figure ci-dessous, on distingue 2 types de dalles selon leur distribution de la charge.

- **Type 1** : dalles en gris portant dans un seul sens,
- **Type 2** : dalles en bleu portant dans deux sens (appuyé sur trois cotés).

Le vide dans le plancher est réservé pour les escaliers.

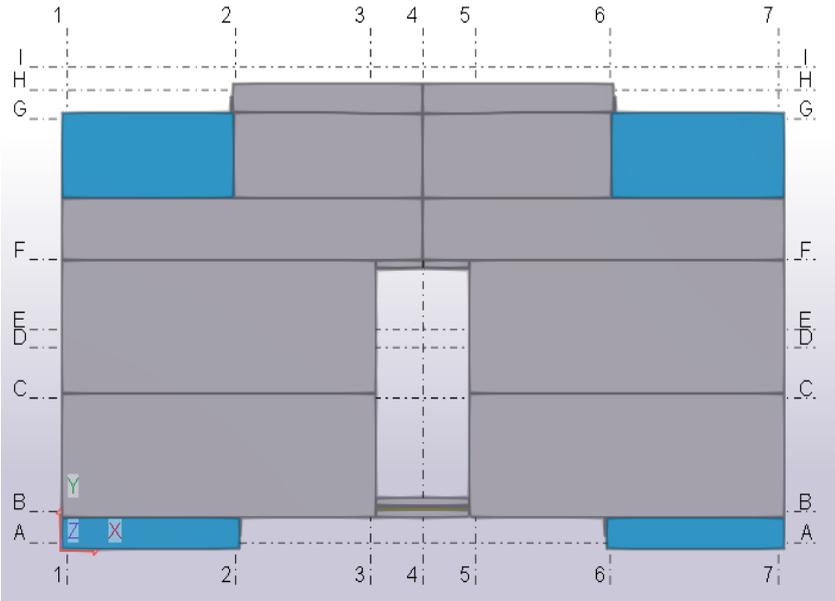
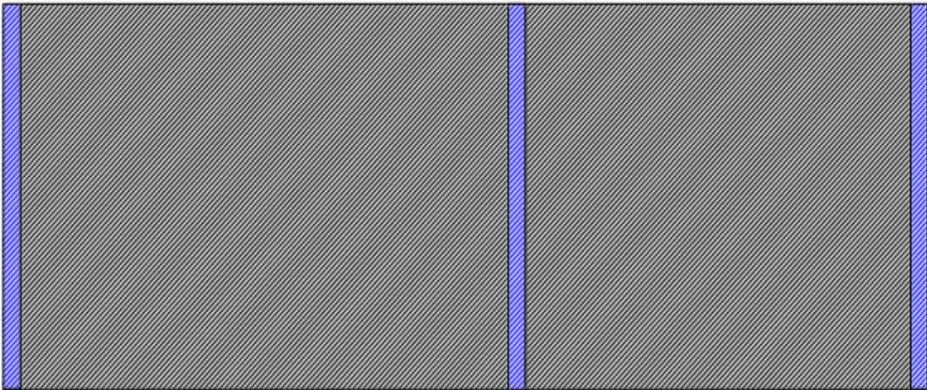
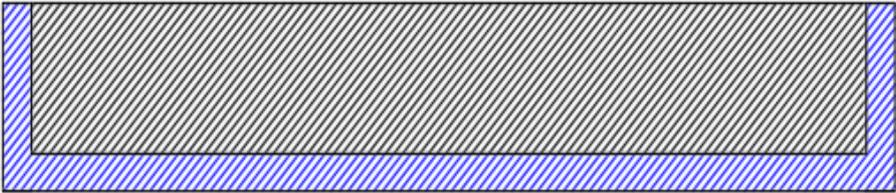


FIGURE 6.1 – Vue de dessus sur les dalles pleines

Le schéma explicatif sur le sens porteur est présenté ci-dessous où la partie hachurée en bleu représente l'appui de la dalle.



(a) Type 1



(b) Type 2

FIGURE 6.2 – Schéma explicatif de la dalle

6.3 Dalle portant suivant un seul sens

6.3.1 Armatures principales

Le calcul du ferrailage est fait pour une dalle arbitrairement choisie. Les données sont présentées dans la figure ci-après.

Pour le calcul des armatures, on considère une bande de 1 m de largeur et 0.15 m de hauteur avec un enrobage de 2 cm et une condition de fissuration préjudiciable. Pour le calcul, on applique la méthode forfaitaire à l'ELU et à l'ELS.

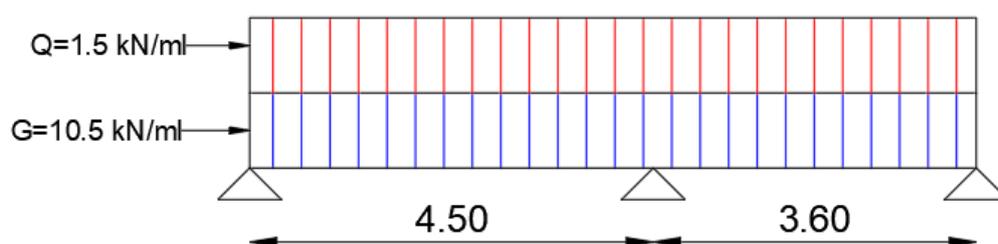


FIGURE 6.3 – Schéma statique de la dalle

Les résultats obtenus figurent dans les tableaux suivants, telle que, M_0 représente le moment de référence d'une poutre isostatique.

TABLEAU. 6.1 – Valeurs de moments à l'ELU

travé	portée	M_0 (kN.m/ml)	M_t (kN.m/ml)	M_{appui} (kN.m/ml)	
				<i>gauche</i>	<i>droite</i>
1	4.5	41.57	31.18	-6.23	-15.43
2	3.6	26.60	16.46	-15.43	-6.23

TABLEAU. 6.2 – Valeurs de moments à l'ELS

travé	portée	M_0 (kN.m/ml)	M_t (kN.m/ml)	M_{appui} (kN.m/ml)	
				<i>gauche</i>	<i>droite</i>
1	4.5	30.37	22.78	-4.55	-11.27
2	3.6	19.44	12.02	-11.27	-4.55

TABLEAU. 6.3 – Section d'acier à L'ELU et L'ELS

Section d'acier A_S (cm^2)	ELU	ELS
Travé	5.8	7.9
Appui intermédiaire	2.8	3.8
Appui de rive	1.7	2.1

La section d'armatures principales (sens porteur) est égale à :

$A_S = 7.9 \text{ cm}^2$ ($6\phi 14$) avec un espacement de (16 cm).

6.3.2 Armatures de répartition

Les armatures de répartition servent à distribuer la charge aux armatures principales. La section d'armatures est égale à :

$A_r = A_S/4 \rightarrow A_r = 1.975 \text{ cm}^2$ ($2\phi 12$) avec un espacement inférieur à (45 cm),

6.3.3 Armatures en zone d'appui

Les armatures en zone d'appui servent à prendre le moment négatif dans l'appui, donc ils vont être placés dans la partie supérieure de la dalle, pour les calculer on utilise les valeurs du moment du tableau 6.3 :

— **Appui intermédiaire** : $3.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 12$ avec un espacement de 20 cm

— **Appui de rive** : $2.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 10$ avec un espacement de 30 cm

La longueur d'arrêt des barres :

$L = 0.15 + 2(L_a + 0.2L_x) \rightarrow L = 2.75 \text{ m}$ pour l'appui intermédiaire

$L = (L_a + 0.2L_x) \rightarrow L = 1.3 \text{ m}$ pour l'appui de rive

6.3.4 Vérification du cisaillement

Pour le calcul des efforts tranchants, on admet la discontinuité, sauf pour l'appui voisin de l'appui de rive où les efforts tranchants de la poutre de référence sont majorés de :

— 15% pour les poutres à deux travées

— 10% pour les poutres à plus de deux travées

Le tableau suivant résume les valeurs de contraintes de cisaillement :

TABLEAU. 6.4 – Valeurs de l'effort tranchant

travé	portée	V_0 (kN/ml)	V_{appui} (kN/ml)	
			<i>gauche</i>	<i>droite</i>
1	4.5	27	27	31.05
2	3.6	21.6	24.84	21.6

Pour vérifier si le béton seul peut reprendre les efforts de cisaillement, on doit calculer $\tau_u = \frac{V_{appui}}{bd}$ puis, on va la comparer avec $(0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b})$.
On prend la valeur maximale du tableau 6.4, avec $f_{cj} = 35$ (MPa) et $\gamma_b = 1.5$

TABLEAU. 6.5 – Vérification du cisaillement

contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	$0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ (MPa)
τ	0.26	1.63

D'après les résultats du tableau 6.5, le béton seul peut prendre les efforts tranchants

6.3.5 Justifications aux appuis

Pour que l'acier ancré dans les appuis ne s'arrache pas, on doit vérifier les conditions suivantes sachant que l'effort tranchant choisi est $V_u = 27$ (kN) (Tab 6.4) :

— - **Profondeur minimale d'appui (BAEL A.5.1,31) :**

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évaluer à $0.9d$.

Par un remplacement numérique dans l'équation ci-dessous, on trouve que la valeur de a est comprise entre : $0.3(cm) \leq a \leq 0.9d = 11.7(cm)$

$$\frac{2V_u}{b_0 a} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \longrightarrow \quad a \geq \frac{3.75 V_u}{b_0 f_{c28}}$$

La figure suivante montre la profondeur minimale d'appui a



FIGURE 6.4 – Profondeur minimale d'appui

— - **Section minimale d'armatures inférieures sur appui :**

On remplace les valeurs dans la formule ci-dessous, on trouve le résultat suivant :

$$A_s \geq 0.62(\text{cm}^2)$$

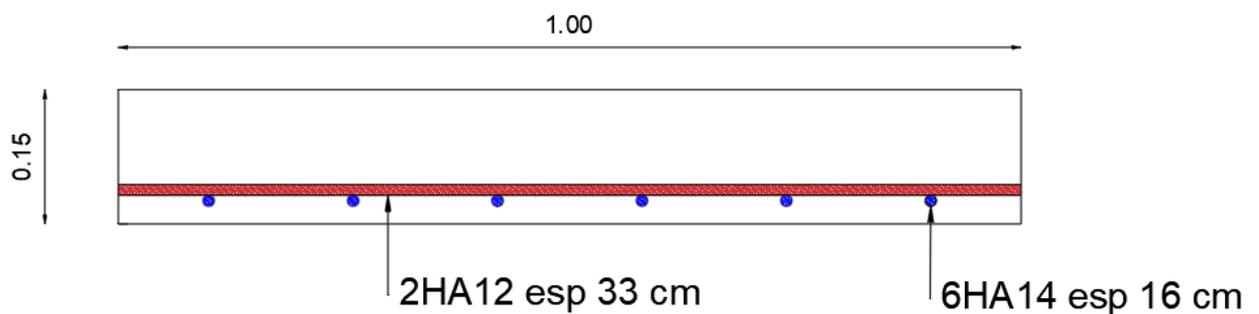
La valeur de la section d'acier dans l'appui égale à :

$$A_s = 7.9(\text{cm}^2), \text{ cela veut dire l'inégalité est vérifiée.}$$

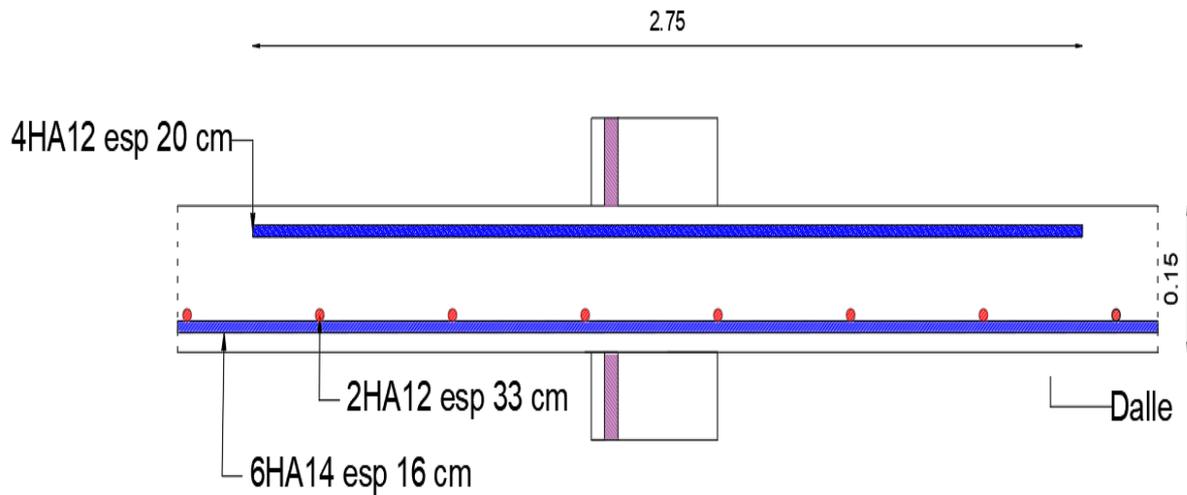
$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

6.3.6 Schéma du ferrailage

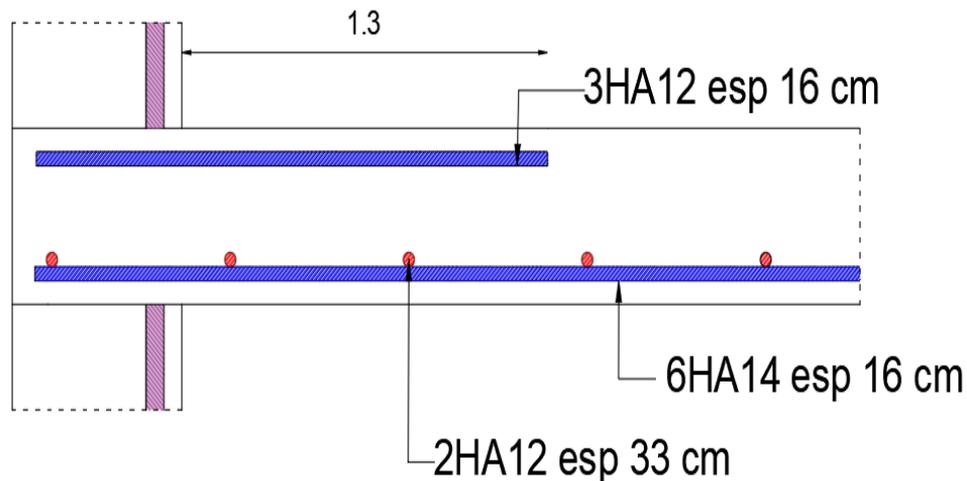
Les figures suivantes montrent la disposition du ferrailage sur une bande de 1 m de la dalle.



(a) Coupe perpendiculaire au sens porteur à mi-travée



(b) Coupe parallèle au sens porteur en appui intermédiaire



(c) Coupe parallèle au sens porteur en appui de rive

FIGURE 6.5 – Ferrailage de la dalle

6.4 Dalle portant suivant deux sens

Pour le calcul de la dalle appuyée sur trois cotés montrée dans la figure ci-dessous, on fait appel au logiciel ROBOT pour déterminer les efforts internes.

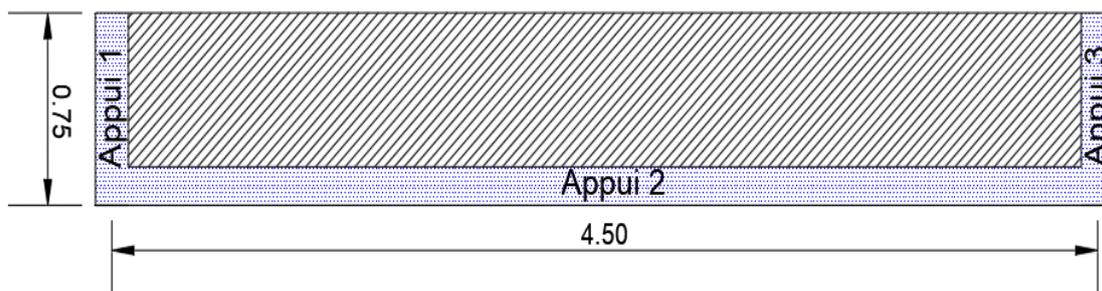


FIGURE 6.6 – Dalle appuyée sur ses trois cotés

Les tableaux suivants résument les valeurs du moment à chaque position de la dalle tirées du logiciel.

TABLEAU. 6.6 – Valeurs du moment suivant le sens longitudinal

Position	Moment (kN.m/ml)	
	ELU	ELS
mi-travé	5.65	4.14
Appui 1	-3.17	-2.30
Appui 3	-3.17	-2.30

TABLEAU. 6.7 – Valeurs du moment suivant le sens transversal

Position	Moment (kN.m/ml)	
	ELU	ELS
mi-travé	1.53	1.12
Appui 2	-0.22	-0.15
Appui libre	0.1	0.05

6.4.1 Armatures principales

Pour le calcul des armatures de la dalle précédente, on se base sur les résultats des tableaux précédents, Puisque la dalle porte dans deux sens, le ferrailage calculé doit être respectivement dans le sens longitudinal et transversal. Les résultats obtenus figurent dans les tableaux suivants.

TABLEAU. 6.8 – Section d'acier suivant le sens longitudinal

Section d'acier A_S (cm^2)	ELU	ELS
Travé	1.3	1.4
Appui 1	1.3	1.3
Appui 3	1.3	1.3

Les armatures utilisées dans cette dalle sont de $\phi 8$, car l'utilisation de $\phi 12$ ou $\phi 10$ va engendrer un espacement qui est au-dessus de l'espacement autorisé. Le nombre d'armatures adopté est de $3\phi 8$ espacés de 25 cm pour le mi-travé et les zones d'appui dans le sens longitudinal

TABLEAU. 6.9 – Section d'acier suivant le sens transversal

Section d'acier A_S (cm^2)	ELU	ELS
Travé	1.3	1.4
Appui 2	1.3	1.3
Appui libre	1.3	1.3

le nombre d'armatures adopté est de $3\phi 8$ espacés de 33 cm pour le mi-travé et les zones d'appui dans le sens transversal, La longueur d'arrêt des barres dans les appuis est égale à $40\phi = 0.32 m$

6.4.2 Vérification du cisaillement

La vérification du cisaillement de la dalle est identique à celui de la dalle précédente. Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

TABLEAU. 6.10 – Vérification du cisaillement dans les trois appuis

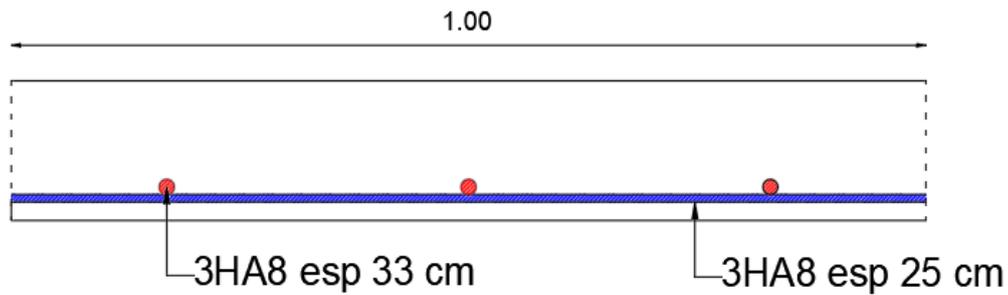
Appui	V_{appui} (kN/ml)	τ_u (MPa)	$0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ (MPa)
1	85	0.56	1.63
2	30	0.2	1.63
3	85	0.56	1.63

On voit clairement que les valeurs des contraintes de cisaillement τ_u aux appuis sont strictement inférieure des valeurs maximales. Cela veut dire que le béton seul peut reprendre les efforts

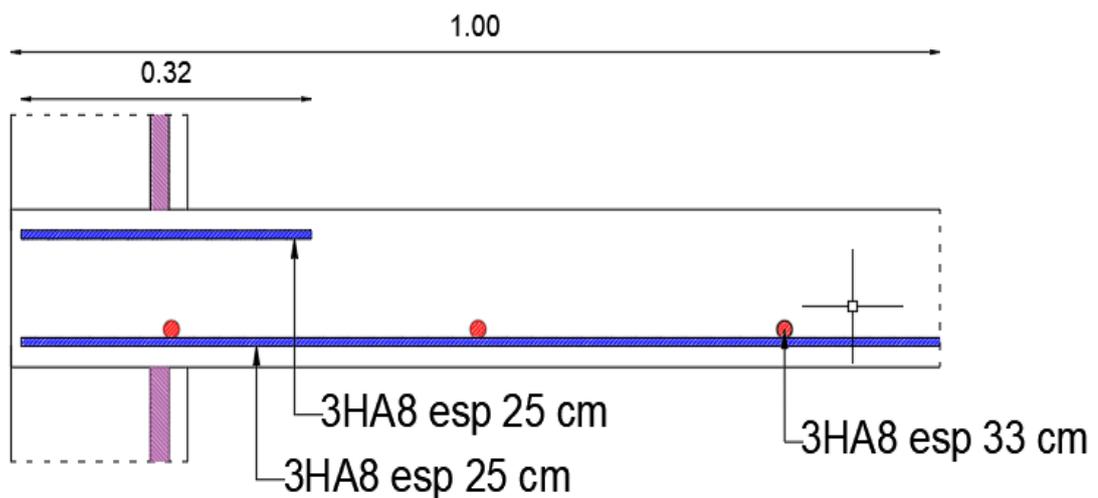
tranchants.

6.4.3 Schéma du ferrailage

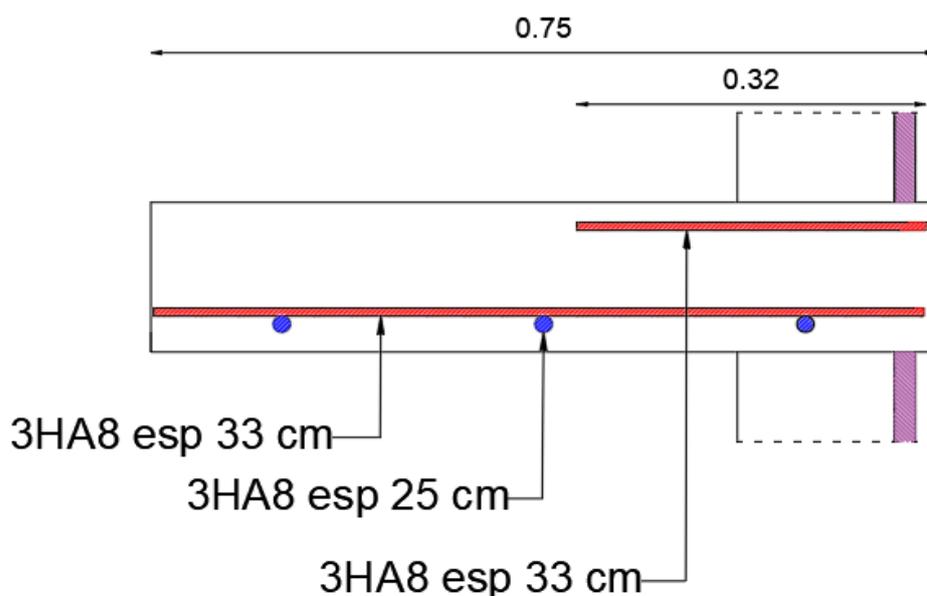
Les figures suivantes montrent le schéma du ferrailage de la dalle suivant 3 coupes : une coupe longitudinale, une coupe transversale au milieu de l'appui 2 et une coupe longitudinale au milieu de l'appui 1.



(a) Coupe longitudinale de la dalle



(b) Coupe longitudinale au milieu de l'appui 1



(c) coupe transversale au milieu de l'appui 2

FIGURE 6.7 – Ferrailage de la dalle appuyée sur 3 cotés

6.5 Vérification des efforts de levage

Parmi les vérifications qu'on doit prendre en considération lors de construction en éléments préfabriqués, c'est la vérification vis-à-vis le levage des éléments. Le choix des points de levage est choisi par l'ingénieur d'une manière à garder les contraintes engendrées par le levage très faible. Le poids propre des dalles lors de levage doit être majoré par :

- 20 % au minimum pour tenir compte des effets dynamiques et des effets du vent
- 10 % en plus pour tenir compte de l'incertitude sur la répartition des efforts entre les points de levage.

La figure suivante montre l'ancre utilisée pour le levage des dalles

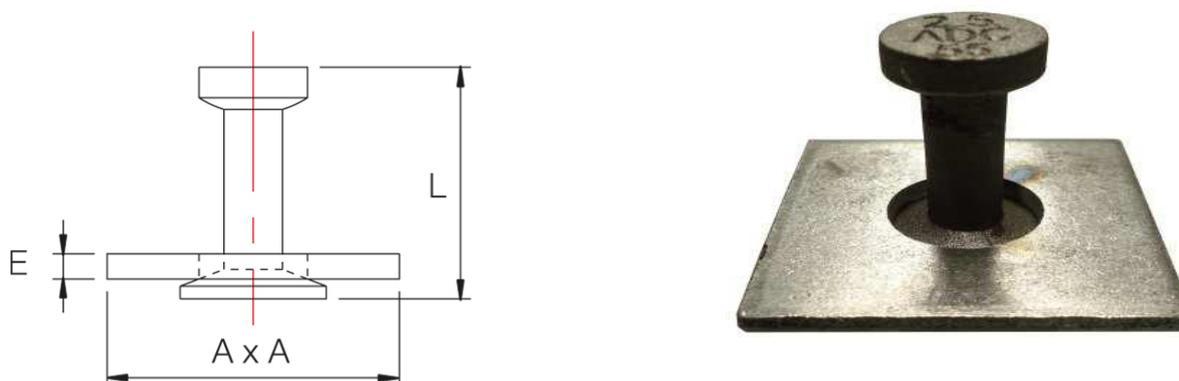


FIGURE 6.8 – Ancre de levage hémisphérique

L'ancre de levage à semelle est recommandée pour toutes les pièces minces en béton armé, qui doivent être levées perpendiculairement à leur dimension principale (panneau et coques) et pour lesquels les ancres courtes habituelles n'ont pas un ancrage suffisant dans le béton. L'épaisseur minimale de la pièce se calcule à partir de la longueur de l'ancre (L), de la cote de recouvrement de la tête (s) et de l'enrobage du béton (C).

Pour notre cas d'étude, on s'est contenté de vérifier les contraintes de levage sur la dalle à trois appuis. La disposition adoptée des ancres de levage ainsi que les diagrammes du moment engendré lors de levage sont présentées dans la figure ci-dessous

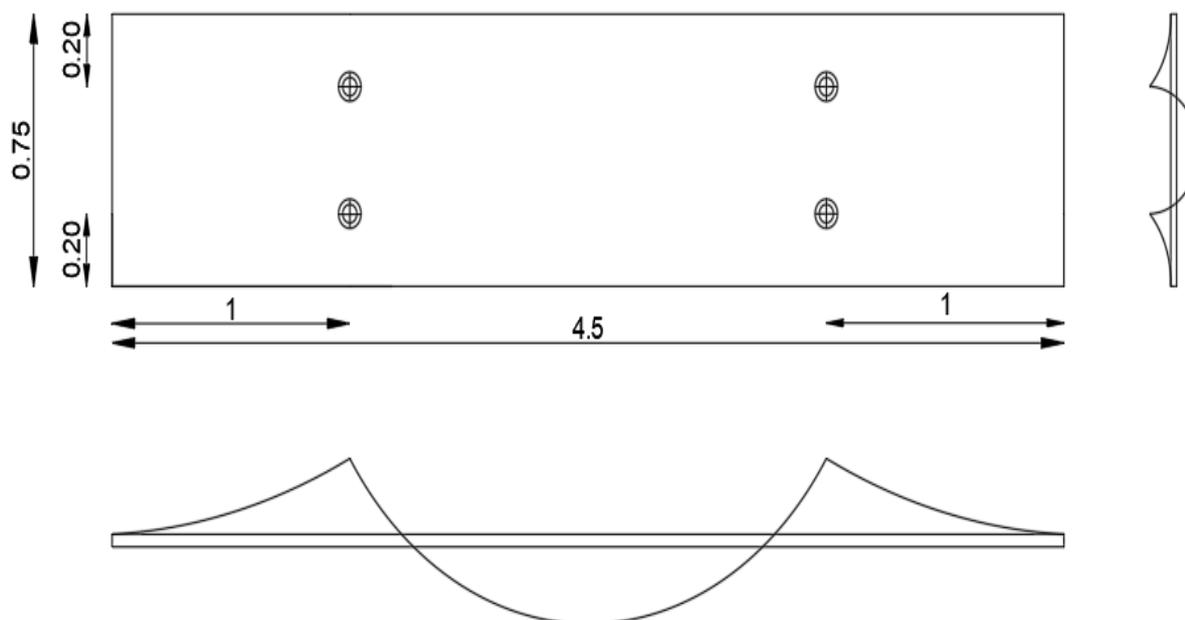


FIGURE 6.9 – Diagramme des moments de levage

Le tableau suivant résume les valeurs des moments engendrés par l'opération du levage.

TABLEAU. 6.11 – Moments dans le sens longitudinal et transversal

	Moment à mi-travé (kN.m)	Moment à l'ancre (kN.m)
Sens longitudinal	0.6	-1.4
Sens transversal	0.8	-1.4

D'après le tableau ci-dessus, le moment créé à mi-travé lors de levage est très faible, donc le ferrailage principal de la dalle peut reprendre ces efforts, tandis que le moment aux points de levage est égale à -1.4 (kN.m) cela veut dire que les fibres supérieures du béton aux points de levage sont sollicitées par traction, pour neutraliser l'effort de traction, on doit ajouter une section d'armature égale à $A_{sup} = 1.7 \text{ cm}^2$, le nombre d'armatures adopté est $2\phi 12$, la disposition des armatures de levage est montrée dans les figures suivantes :

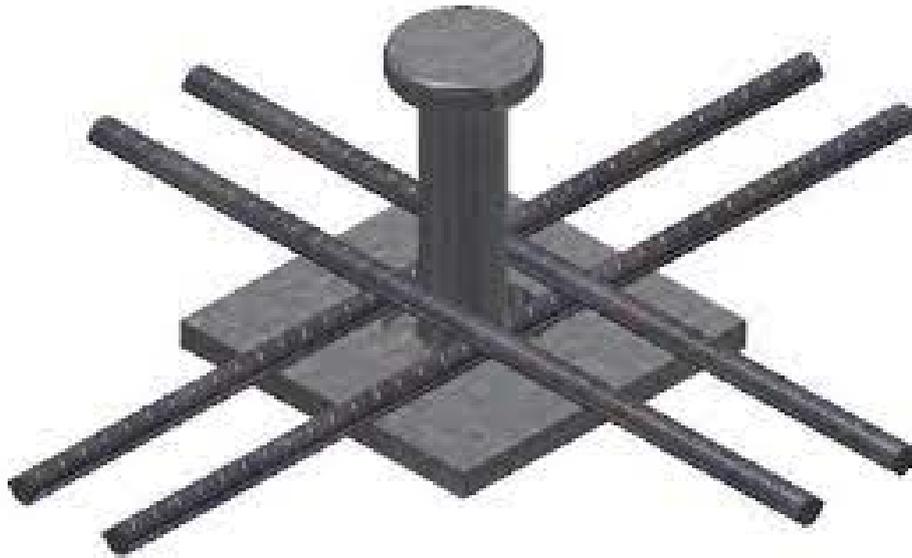


FIGURE 6.10 – Disposition des armatures autour de l’ancrage



FIGURE 6.11 – Armature des ancrages de levage

6.6 Conclusion

Ce chapitre a porté sur le calcul du ferrailage des dalles, accompagné avec le ferrailage de l’ancrage de levage. Deux types de dalles sont présentés :

- Dalle portant suivant un seul sens : dispose un ferrailage principal de 6HA14/ml tous les 16 cm, avec un ferrailage de répartition de 2HA12/ml tous les 33 cm.
- Dalle portant suivant deux sens : dispose un ferrailage principal suivant le sens longitudinal 3HA8/ml tous les 25 cm. le ferrailage suivant le sens transversal est de 3HA8/ml tous les 33 cm.

7.1 Introduction

Les panneaux préfabriqués sont des éléments principaux qui constituent le squelette de notre ouvrage, pour le système adopté les panneaux jouent le rôle d'un système porteur et de contreventement à la fois, l'objectif de ce chapitre est de déterminer la section de ferrailage d'un élément panneau (voile) situé au niveau RDC, en utilisant les règlements suivants :

- Règlement parasismique Algérien (RPA99/2003),
- DTR-B.C-2.42 (règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché),
- Conception et calcul des structures de bâtiment [1].

Dans ce qui suit, la désignation panneau réfère à un voile

7.2 Système structural :

Le bâtiment est construit complètement en système panneau préfabriqué, donc les charges horizontales et verticales appliquées sur notre bâtiment sont reprises par les panneaux. La disposition de ces derniers est identiques pour tous les niveaux. Ils peuvent contenir des ouvertures (fenêtres, portes, etc). La figure 7.1 montre cette disposition, où :

- Les sections hachurées en bleu représentent le système de contreventement dans le sens longitudinal,
- Les sections hachurés en rouge représentent le système de contreventement dans le sens transversal,
- Les sections en pointillées représentent des panneaux de séparation et de façade
- Les rectangles en verts à chaque intersection de deux panneaux de contreventement représentent les zones de jonction entre panneaux.

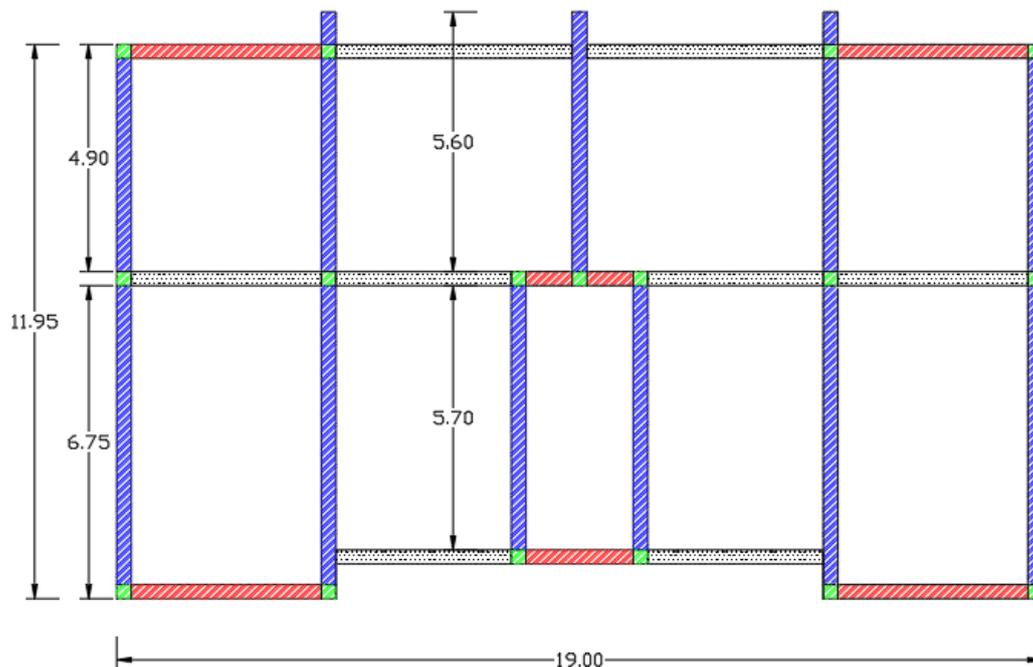


FIGURE 7.1 – Disposition des panneaux

7.3 Principe de calcul

Pour calculer le ferrailage des panneaux, on suit les étapes suivantes :

- Calcul des efforts internes pour le panneau (M, N, V)
- Calcul des contraintes engendrées dans le panneau pour les deux combinaisons du RPA

$$\begin{cases} 0.8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

- Déterminer la zone tendue du panneau à partir de la combinaison $0.8 G \pm E$ (nous informe sur la traction maximale sur le panneau), puis on doit diviser cette zone en petites sections de longueur qui ne dépasse pas la moitié de l'étage concerné ou bien $2/3$ de la longueur de la zone comprimée
- Calcul de la force de traction N_t de chaque section de la zone tendue, puis choix la section d'armature tendue nécessaire à partir de la formule $A_s = \frac{N_t}{f_e}$
- Calcul de la contrainte de compression maximal σ_u à partir de la combinaison $G + Q + E$, pour la comparer à la contrainte limite du béton non armé σ_{bna} calculée à partir du DTR-BC 2.42. Si $\sigma_u \leq \sigma_{bna}$, le béton peut reprendre les efforts de compression de cette partie, sinon on doit ajouter les armatures de compression
- Vérification des sections trouvées selon les normes mentionnées ci-dessus.

7.4 Calcul ferrailage (trumeaux)

Le calcul de ferrailage se fait sur le panneau situé dans la partie inférieure en extrémité gauche de la figure 7.1 du niveau RDC. C'est un panneau chargé de reprendre les forces sismiques dans le sens longitudinal. Il comporte une ouverture de faible dimension (Fig.7.2)

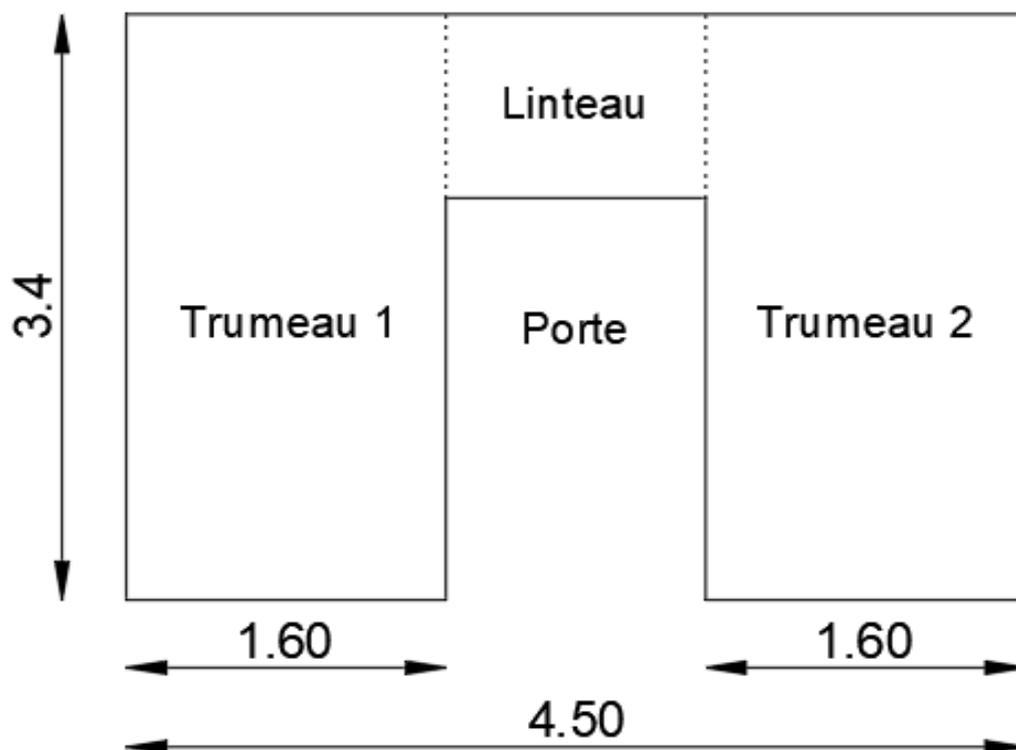


FIGURE 7.2 – Vue de face sur panneau

À l'aide du logiciel ROBOT, on détermine les efforts réduits dans le panneau ci-dessus. La convention de signe est : moment positive suivant les aiguilles d'une montre, effort normale positive suivant l'accélération gravitationnelle, effort tranchant positif suivant l'axe des x . Le tableau suivant résume les résultats trouvés.

TABLEAU. 7.1 – Efforts réduits sur panneau

Type de charge	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)
G	919.12	0	0
Q	92.14	0	0
E_x	0	1132.15	359.93

7.4.1 Armatures verticales

Le calcul des contraintes appliquées sur panneau se fait par la formule du RDM. Les efforts (N, M) sont ceux du tableau 7.1

$$\sigma = \frac{N}{ba} \pm \frac{Mv}{I}$$

- b : longueur du panneau
- a : épaisseur du panneau
- v : distance entre le centre du panneau et son extrémité
- I : moment d'inertie du voile égale à $\frac{ab^3}{12}$

Le tableau suivant résume le calcul des contraintes sur panneau, en utilisant les combinaisons sismiques données précédemment (traction maximale et compression maximales sur panneau).

TABLEAU. 7.2 – Contrainte gauche et droite du panneau

Combinaison de charge	σ_g (MPa)	σ_d (MPa)
$0.8 G + E_x$	-1.147	3.325
$G + Q + E_x$	-0.76	3.73

D'après le tableau précédent, la première combinaison nous donne la traction maximale appliquée sur panneau qui est égale à -1.147 (MPa). La zone tendue est calculée par la formule suivante.

$$l_t = b \frac{\sigma_g}{\sigma_d} \quad \longrightarrow \quad l_t = 1.55 \text{ m}$$

Les figures suivantes montrent les diagrammes des contraintes :

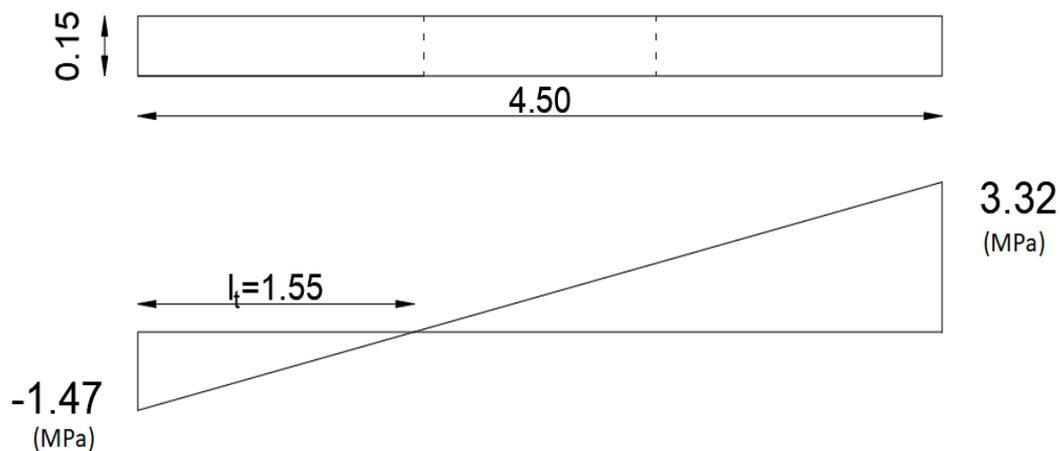
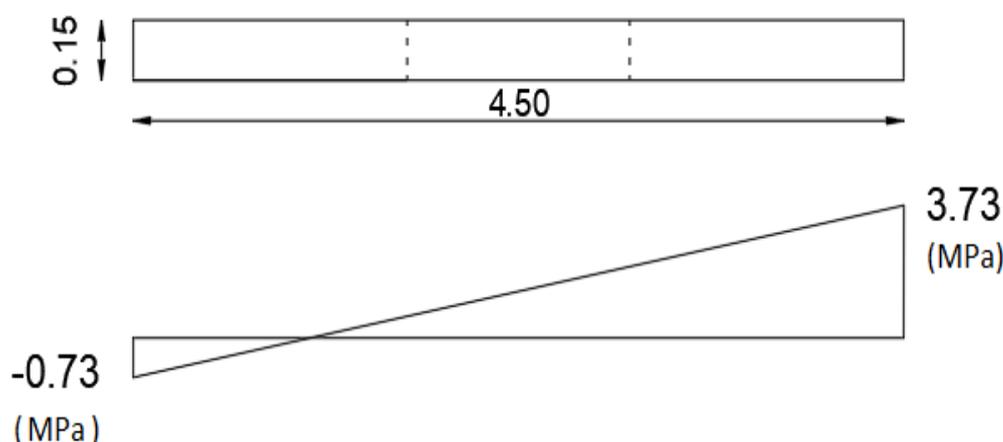


FIGURE 7.3 – Diagramme des contraintes normales par la combinaison $0.8 G + E_x$

FIGURE 7.4 – Diagramme des contraintes normales par la combinaison $G + +Q + E_x$

La section du ferrailage verticale dans la zone tendue est calculée par la formule $A_s = \frac{N_t}{f_e}$ telle que la force de traction N_t est égale à la surface du triangle multipliée par l'épaisseur du panneau.

$$N_t = \frac{l_t * \sigma_g * a}{2}$$

TABLEAU. 7.3 – Force de traction et section d'acier

N_t (MN)	A_s (cm ²)
0.17	3.41

La section trouvée dans le tableau ci-dessus est inférieure à la section minimale du RPA concernant la zone tendue qui est égale à 0.2% de la section du béton tendue, donc la section d'armature sera égale à :

$$A_s = 0.2 * 1.55 * 0.15 * 100 = 4.7 \text{ cm}^2$$

Cependant, l'article 7.7.4.3 du RPA préconise une section minimale d'armature dans un voile égale à 0.15% de la section du voile. Cela veut dire donc que la section que nous devons répartir dans tout le voile est égale à :

$$A_s = 0.15 * 4.5 * 0.15 * 100 = 10.125 \text{ cm}^2$$

Comme on a deux trumeaux avec une largeur presque égale à la zone tendue l_t , lors la section trouvée sera être divisée en deux. Aussi, la section finale retenue est égale à 5.06 cm², section qui est supérieure à la section de la zone tendue 4.7 cm². Le nombre de barres choisi est pris

égal à $5\phi 8$ avec un espacement de 22.5 cm en zone courante ($1.5 a = 22.5 \text{ cm}$) et 11 cm dans la zone d'extrémité ($L/10$) par rapport aux fibres extrêmes.

Le calcul précédent s'est fait dans le cas où la force sismique est positive. En réalité, le séisme peut agir dans le sens inverse. Aussi, la quantité d'armature déterminée pour une extrémité, sera répartie de la même manière pour l'autre extrémité.

Lors du séisme, il se crée deux zones dans le voile (zone de traction et zone de compression), la section de ferrailage calculée au-dessus peut reprendre les efforts de traction, mais dans la partie comprimée cette section est considérée comme un ferrailage minimal. Pour s'assurer que le béton peut reprendre la compression, on doit calculer la contrainte du béton non armé puis la comparer avec la contrainte de compression trouvée par la combinaison $G + Q + E_x$.

La contrainte du béton non armé σ_{bna} est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{ulim}}{ba} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bna} = \frac{\alpha B_r f_{c28}}{0.9ab\gamma_b}$$

— B_r : Section réduite du béton $B_r = b(a - 2 \text{ cm})$

— α : Coefficient relié à l'élanement mécanique λ tel que $\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$

— λ : L'élanement mécanique, calculé par la formule $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

— l_f : La longueur de flambement, déterminer selon le type de liaison mur-dalles.

Le système de construction adopté est un système basé sur l'assemblage des éléments fabriqués en usine. Cela veut dire que la liaison mur-dalle ne sera pas un encastrement parfait comme c'est le cas dans le système ordinaire (coulé sur place). Néanmoins, cette liaison va pouvoir résister sensiblement à un moment crée dans la jonction. Mais, pour aller dans le sens de la sécurité, on considère la liaison mur-dalle comme étant articulée (cas défavorable).

La longueur du flambement est égale la hauteur libre du voile $l_f = 3.4 \text{ m}$, ce qui implique les résultats suivants :

$$\lambda = 70.66 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.30 \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bna} = 6.92 \text{ MPa}$$

Puisque la contrainte de compression maximale trouvée dans le tableau 7.2 est strictement inférieure à la contrainte du béton non armé, alors le béton seul peut reprendre les efforts de compression. On n'a besoin que d'un pourcentage minimal d'armatures.

7.4.2 Armatures horizontales

Avant de calculer les armatures horizontales, on doit vérifier la contrainte de cisaillement dans le béton. Si ce dernier peut reprendre ces efforts, alors le RPA exige un minimum de renforcement qui est égal à : $A_s = 0.15 * b * a$

Dans le cas contraire, on doit recalculer l'armature nécessaire pour l'effort de cisaillement appliqué. La vérification du cisaillement se fait par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{ad} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4E_x, \quad d = 0.9b$$

Pour assurer que le béton seul peut reprendre les efforts de cisaillement, le résultat trouvé doit être inférieur ou égale à :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul :

TABLEAU. 7.4 – Résultats de contraintes de cisaillement

	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)
Contrainte de cisaillement	0.82	7

D'après le tableau ci-dessus, la contrainte de cisaillement appliquée est strictement inférieure à la valeur limite. On en conclut que le béton avec une armature minimale peut reprendre les efforts engendrés, la section d'armature égale à :

$$A_s = 0.15 * b * a = 10.125 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\phi 8 \text{ ml}$$

Comme l'espacement exigé par le RPA doit être inférieure à $1.5a = 22.5 \text{ cm}$, donc on augmente la section d'acier à $5\phi 8$ avec un espacement de 22.5 cm

7.5 Ferrailage du linteau

Le linteau est élément en béton armé qui fait partie du voile. Il est considéré comme une poutre infiniment rigide. Il joue le rôle d'un diaphragme rigide, cela veut dire qu'il assure la transmission de la force sismique et il garde le même déplacement des trumeaux. Vu l'hypothèse établie, le linteau est considéré comme une poutre, alors il va avoir un ferrailage similaire : armatures longitudinales, verticales et de peau. Le calcul se fait selon les règles du BAEL (organigramme d'une poutre simplement appuyée). La figure suivante montre les efforts réduits sur le linteau.

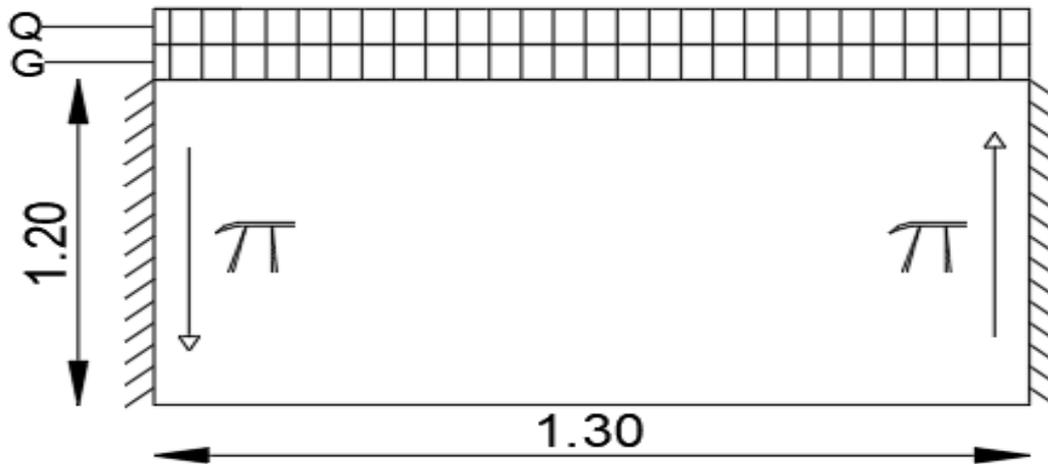


FIGURE 7.5 – Diagramme des efforts sur linteau

Le linteau est considéré encasté dans les deux trumeaux où π représente l'effort tranchant sur appui et M le moment à l'encastrement engendré par l'effort tranchant π . Le tableau suivant regroupe les efforts de calcul :

TABLEAU. 7.5 – Résultats d'efforts réduits sur linteau

Type de charge	π (kN)	M (kN.m)
G	132.75	86.28
Q	13.30	8.645
E_x	192.17	124.91

D'après l'article 7.7.3 du RPA, avant de commencer le ferrailage, on doit vérifier si le béton peut reprendre les efforts de traction et de compression suivant la diagonale, sinon on doit ajouter une section d'armature dans ce sens. La vérification est faite suivant la formule :

$$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$$

τ_b représente la contrainte appliquée sur l'appui du linteau, elle est calculée par la formule suivante, avec h =la hauteur du linteau.

$$\tau_b = \frac{\sum \pi_{G+Q+E_x}}{ah}$$

TABLEAU. 7.6 – Comparaison entre τ_b et $0.06f_{c28}$

τ_b (MPa)	$0.06f_{c28}$ (MPa)
1.87	2.1

Le tableau précédent montre que la contrainte de cisaillement est strictement inférieure à la valeur limite, cela veut qu'on n'ait pas besoin d'ajouter des armatures diagonales.

7.5.1 Armatures longitudinales

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e} \quad \text{avec} \quad z = h - 2d'$$

- h : hauteur totale du linteau $h = 1.2 \text{ m}$
- d' : distance d'enrobage
- M : moment dû à l'effort tranchant π

Avec un calcul numérique, on trouve les résultats suivants :

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e} \quad \longrightarrow \quad A_l \geq \frac{219.83 * 10^{-3}}{1.16 * 500} \quad \longrightarrow \quad A_l \geq 3.79 \text{ cm}^2$$

La section d'armature trouvée est supérieure ou égale à : $A_l \geq 3.79 \text{ cm}^2$.

Le nombre d'armatures choisi est : $(3\phi 14)$.

Le ferrailage minimal qu'on doit disposer est :

$$A_l \geq 0.0015bh = 0.0015 * 1.2 * 0.15 = 2.7 \text{ cm}^2.$$

Celui-ci est inférieur au ferrailage trouvé :

$$A_l = 3.79 \text{ cm}^2 \geq 2.7 \text{ cm}^2.$$

7.5.2 Armatures transversales

Avant de calculer du ferrailage transversal, on doit calculer l'élanement du linteau.

$$\text{Si} \quad \lambda = \frac{l}{h} \geq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{linteau long} \quad \longrightarrow \quad s \leq \frac{A_t f_e z}{V}$$

Ou

$$\text{Si} \quad \lambda = \frac{l}{h} \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{linteau court} \quad \longrightarrow \quad s \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Le calcul numérique de (λ) nous donne $\lambda = \frac{l}{h} = \frac{1.3}{1.2} = 1.08 \geq 1$. Cela veut dire, le linteau est long qui implique que notre linteau est long.

Étant donné que le ferrailage longitudinal est de $3\phi 8$, donc il faut 2 cadres. Cela veut dire $A_t = 4$ brins $\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$, l'espacement transversal s est égale à $s = 34 \text{ cm}$

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{\bar{V}} \longrightarrow s \leq \frac{2.01 * 10^{-4} * 500 * 1.16}{338.22 * 10^{-3}} \longrightarrow s \leq 34 \text{ cm}$$

Selon le RPA, l'espacement doit être tel que :

$$\tau_b = 1.87 \geq 0.025 f_{c28} = 0.87 \longrightarrow A_t \geq 0.0025 b s \longrightarrow s \leq \frac{A_t}{0.0025 b} \longrightarrow s \leq 53.6 \text{ cm}$$

Donc ce cas, on prend $s \leq \min(53.6 \text{ cm}; 34 \text{ cm})$, cela veut dire $s = 25 \text{ cm}$

D'après le RPA, le ferrailage transversal minimal est : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.0025 b s = 1.13 \text{ cm}^2$, la condition est respectée.

7.5.3 Armatures de peau

Ce sont des renforts qui résistent au flambement des cadres. Ils sont utilisés dans les poutres dont la hauteur est supérieure à 50 cm. D'après le RPA, le linteau doit avoir une quantité d'armature égale à :

$$A_c \geq 0.2\% * b * h = 0.2 * 0.15 * 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est disposé suivant 2 nappes, le choix des barres est ($2\phi 12$) pour chaque nappe.

7.6 Schéma du ferrailage

Les différentes sections utilisées pour le ferrailage du voile sont résumées ci-dessous :

$$\text{trumeaux} = \begin{cases} \text{Armatures transversales : } A_t = 10.125 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\phi 8 \text{ \textbackslash face \textbackslash ml} \quad esp = 22 \text{ cm} \\ \text{Armatures longitudinales : } A_h = 10.125 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\phi 8 \text{ \textbackslash face \textbackslash ml} \quad esp = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{linteau} = \begin{cases} \text{Armatures transversales : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ cadre } \phi 8 \quad esp = 25 \text{ cm} \\ \text{Armatures longitudinales : } A_h = 3.79 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\phi 14 \\ \text{Armatures de peau : } A_p = 3.6 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\phi 10 \text{ par nappe} \end{cases}$$

D'après le RPA, la longueur d'ancrage des armatures du linteau dans les trumeaux est : $h/4 + 50\phi$
Les extrémités de chaque trumeau sur une longueur égale à $L/10$ les armatures sont rapprochées (espacement réduit de moitié). L'espacement est pris égal à 11 cm. Les figures suivantes montrent le schéma du ferrailage de chaque élément du panneau (voile).

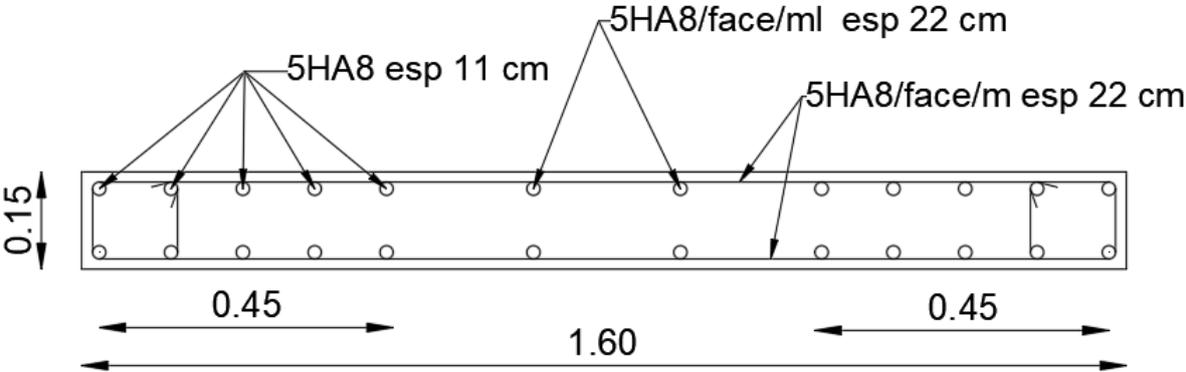


FIGURE 7.6 – Ferrailage d’un seul trumeau

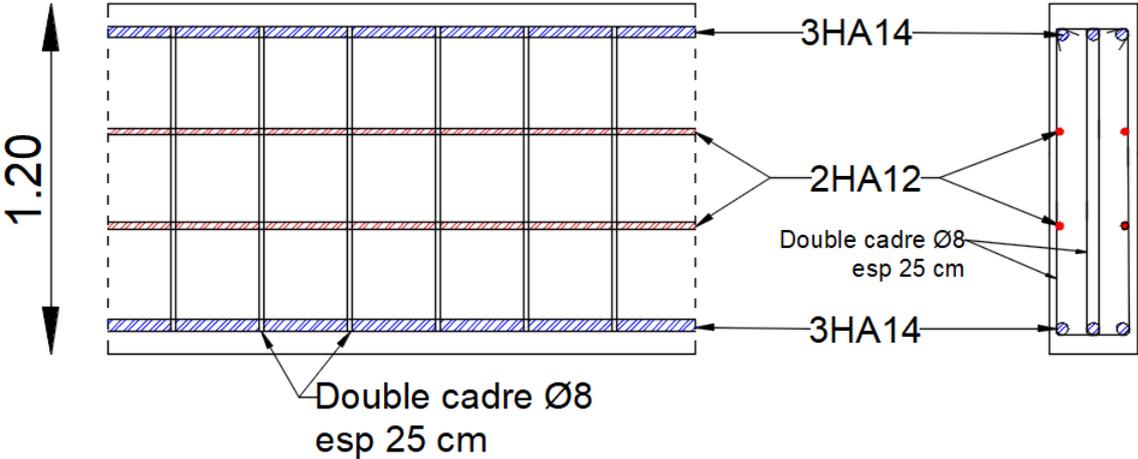


FIGURE 7.7 – Ferrailage du lindeau

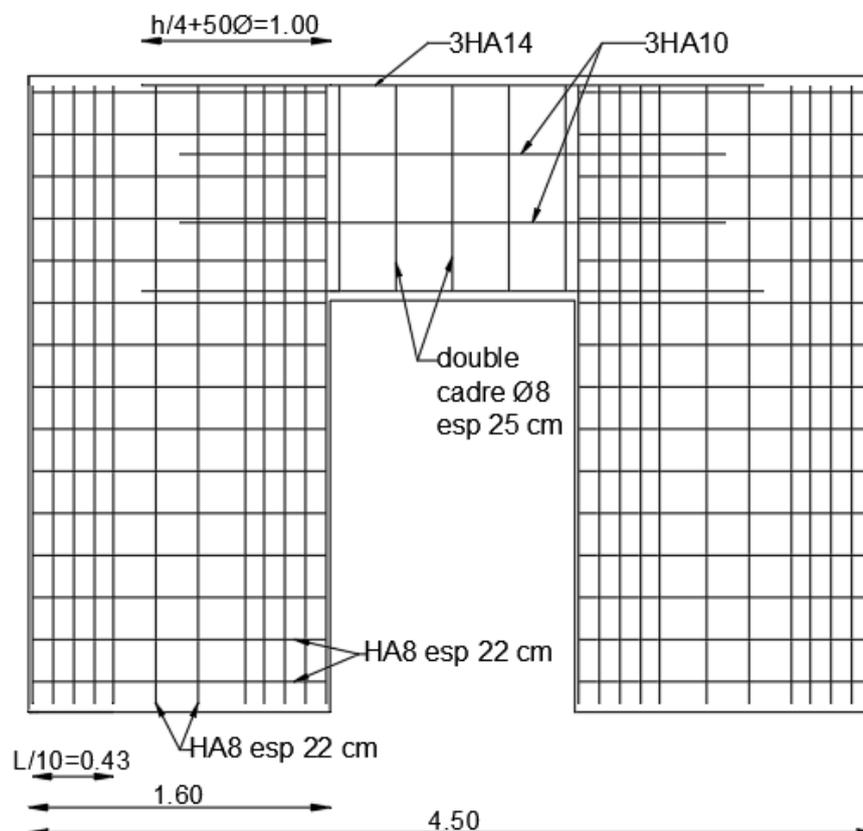


FIGURE 7.8 – Ferrailage du panneau

7.7 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de ferrailer un panneau préfabriqué (voile) en utilisant les efforts réduits obtenus à l'aide du logiciel ROBOT. On constate que le ferrailage d'un panneau préfabriqué est identique à celui d'un panneau coulé sur place étant donné que le comportement des deux est équivalent vis-à-vis aux efforts horizontaux. Néanmoins, la particularité des panneaux préfabriqués est située au niveau de la jonction entre panneaux (assemblage panneau-panneau) alors que pour les panneaux coulés sur place, l'ensemble des panneaux est considéré lié rigidement.

Le chapitre prochain s'intéresse à l'étude des différents types d'assemblages entre les éléments préfabriqués.

8.1 Introduction

Le système de construction en béton préfabriqué comprend plusieurs particularités par rapport au béton coulé sur site, parmi ses particularités, on trouve les éléments d'assemblage, ils s'appellent aussi des connexions ou des joints, leur conception est considérée la plus importante dans ce système de construction, leur rôle est de transmettre les forces entre les éléments préfabriqués, rigidifier les zones critiques et fournir la stabilité nécessaire pour garder le bon fonctionnement de la structure, il existe plusieurs chemins à suivre pour établir une connexion entre deux éléments, à savoir : le boulonnage, soudage ou par brochage, mais quelle que soit la méthode utilisée, elle doit être simple et transmettre des messages sans ambiguïté aux opérateurs du site.

8.2 Type de joint

Dans le système de construction en élément préfabriqué, il existe une variété de méthode et de technique pour assembler ces éléments, chaque type de joint diffère à l'autre par sa faisabilité, durabilité, dissipation d'énergie et sa maintenance, et le choix de type adéquat revient toujours à l'entreprise. Parmi les types de joints trouvés dans les structures préfabriquées :

- **Boulonnage** : le système de jonction par boulon est très fréquent dans la construction en élément préfabriquée, ce système est facile à monter et à démonter, transmet complètement les charges et il est accessible et facile de faire sa maintenance lors des dégâts (Fig 8.1).
- **Soudage** : Ce système de jonction est très fréquent pour les systèmes en panneaux préfabriqués, ce type est facile à construire, il a une grande résistance et il dissipe bien de l'énergie (Fig 8.2).
- **Brochage** : Ce type de jonction est incorporé dans le béton, lors du coulage des éléments,

on laisse des gaines dans les éléments à relier puis lors de la jonction, on introduit des barres d'acier calculées soigneusement dans ces gaines puis on les remplit par un mortier qui a une grande résistance, ce système de jonction ressemble à un système de construction ordinaire par rapport à la transmission des efforts, ce type dissipe bien l'énergie, ductile et facile à construire parmi ses inconvénients sa difficulté dans la maintenance (Fig 8.3).

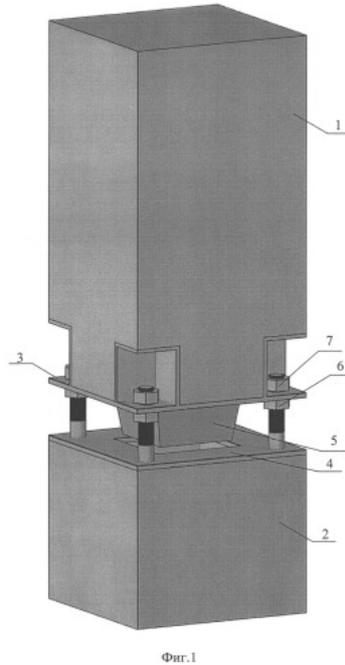


FIGURE 8.1 – Jonction par boulon



FIGURE 8.2 – Jonction par soudure

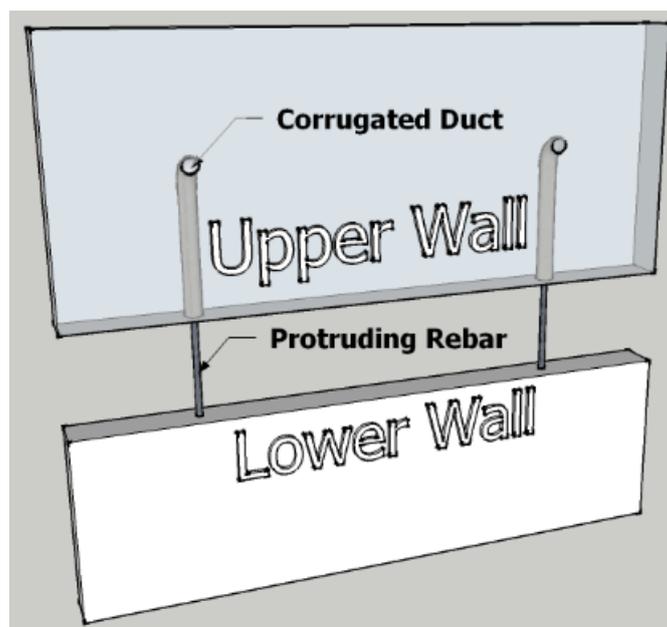


FIGURE 8.3 – Jonction par brochage

Dans notre structure, l'entreprise a adopté le type de jonction par brochage et il sera l'objet de calcul dans ce chapitre

8.3 Classe des joints dans la structure

Le système de construction en panneau préfabriqué contient deux classes de joint qui devront être traité soigneusement, à savoir :

- Joint vertical : Panneau-panneau adjacent, dans ce type de joint, on doit veiller à la bonne transmission des efforts tranchants dus aux séismes, au vent, etc. La figure suivante montre les efforts générés lors d'un déplacement inter étage entraîné par une action horizontale

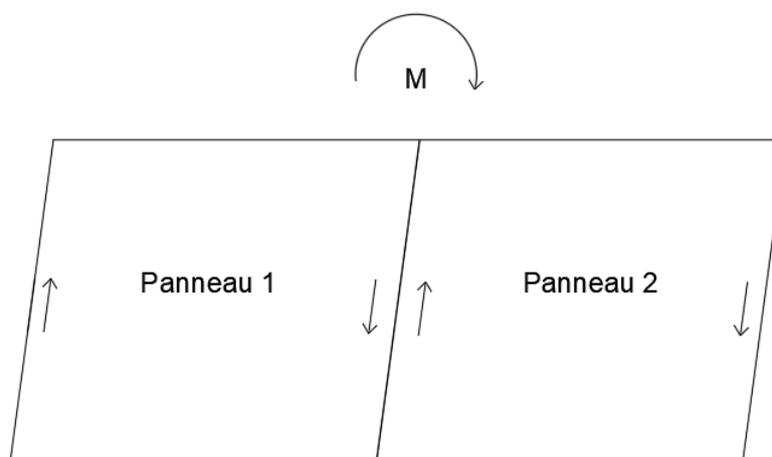


FIGURE 8.4 – Joint vertical

- Joint horizontal : Panneau-dalle-panneau, dans ce type de joint, il faut assurer la transmission des charges permanentes et d'exploitations depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations, avec en plus, les différentes actions horizontales. La figure suivante montre les efforts créés dans un panneau sous l'action d'un chargement horizontal

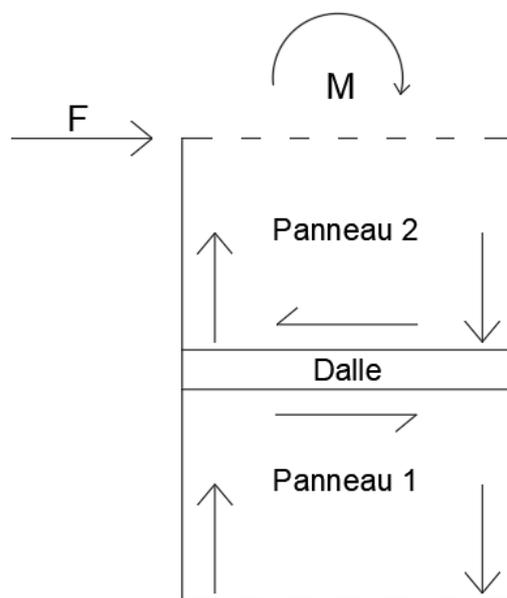


FIGURE 8.5 – Joint horizontal

8.4 Mécanisme de transmission des efforts

Dans les structures préfabriquées, le béton seul peut assurer la transmission des efforts de compression par un simple contact entre les éléments. La résistance du béton à la traction est faible par rapport à la compression. Pour y remédier, il faut ajouter des barres d'acier entre les éléments pour reprendre les efforts de traction. Ces derniers vont être concentrés autour des barres sur une longueur d'ancrage appropriée par effet d'adhérence (béton-acier). Il en est de même pour la transmission des efforts acier-béton.

Contrairement aux structures monolithiques, les structures préfabriquées présentent des efforts tranchants à l'interface des éléments adjacents. La transmission de ces efforts se fait selon 3 mécanismes, à savoir : action des tiges, frottement entre les surfaces, l'adhérence.

- **action des tiges** [18] : La transmission des efforts de cisaillement se produit lors de l'emplacement des barres perpendiculaires à l'interface des deux éléments. L'action des tiges est définie par la capacité des barres à transmettre les efforts qui sont perpendiculaires à leur axe. Lorsque l'élément en béton est chargé par un effort de cisaillement, la barre ancrée perpendiculairement à cet élément va être chargée par un effort de cisaillement. Cet effort va être transféré à un autre élément. La figure ci-dessous montre le transfert de l'effort tranchant.

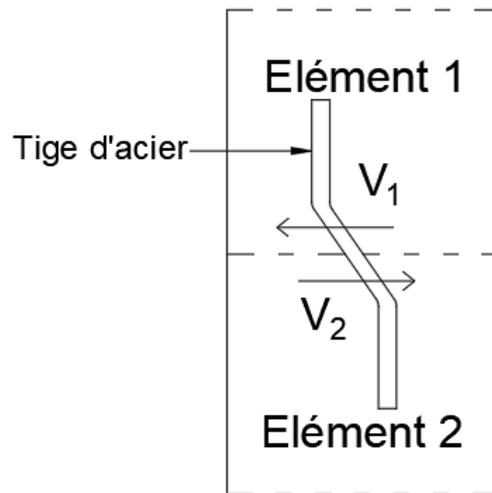


FIGURE 8.6 – Rôle de la tige dans la transmission d'effort tranchant

Ici, l'effort tranchant V_1 du premier élément en béton est différent de l'effort tranchant V_2 car la tige ne transmet pas la totalité de l'effort (théorie des tiges ou dowel action).

- **Frottement entre les surfaces** [18] : Selon la théorie de Mohr-Coulomb, lorsqu'une force de compression est appliquée directement à l'interface, elle donne naissance à une résistance au cisaillement. Celle-ci est donnée par l'expression suivante :

$$F_v = N_c \mu$$

Où,

- F_v : la résistance au cisaillement
- N_c : la force de compression
- μ : le coefficient de frottement entre les surfaces

La figure suivante montre le mécanisme de transmission d'effort tranchant. Dans la figure 8.7, la déformation des tiges engendre une traction au niveau de ces dernières. Une compression distribuée au béton autour de la tige va contrecarrer cette traction. Cette compression supplémentaire va engendrer un effort de cisaillement (théorie de Mohr-Coulomb) qui sera calculé par la formule précédente

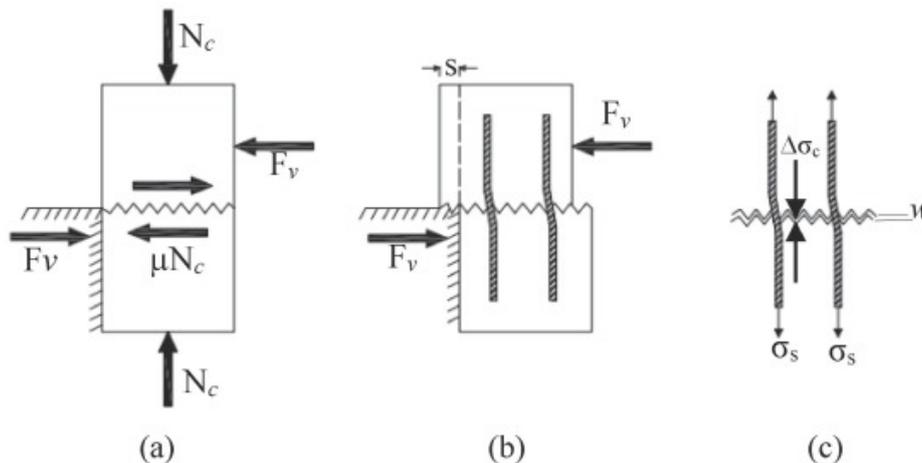


FIGURE 8.7 – Mécanisme de transmission d'effort tranchant

8.5 Modes de rupture

La bonne conception du joint (horizontal-vertical) joue un rôle principal dans la transmission des efforts et dans la stabilité de la structure. Comme pour tout matériau, le joint a une certaine limite qui ne doit pas la dépasser pour empêcher la rupture. La rupture des joints se résume selon 3 modes, à savoir [18] :

- **Rupture de la tige par cisaillement** : la capacité de la tige vis-à-vis du cisaillement pur est estimée en utilisant la formule de Von Mises

$$F_v = \frac{f_y A_s}{\sqrt{3}}$$

- A_s : Section de la tige
- f_y : Résistance à la traction de la tige

- **Rupture de la tige par flexion (nœud plastic)** : Lorsque la tige est moins résistante que le béton environnant, la barre d'acier cède sous l'effet de la formation d'une rotule plastique. Ce mode de défaillance est associé à un tassement important de la tige dans le béton environnant qui s'écrase sous l'effet des fortes contraintes de compression. La capacité de la tige vis-à-vis à la flexion est estimée par la formule suivante :

$$F_v = a_0 \phi^2 \sqrt{f_c f_y}$$

- a_0 : Coefficient égale à 1
- ϕ : Diamètre de la tige
- f_c : Résistance à la compression du béton environnant
- f_y : Résistance à la traction de la tige

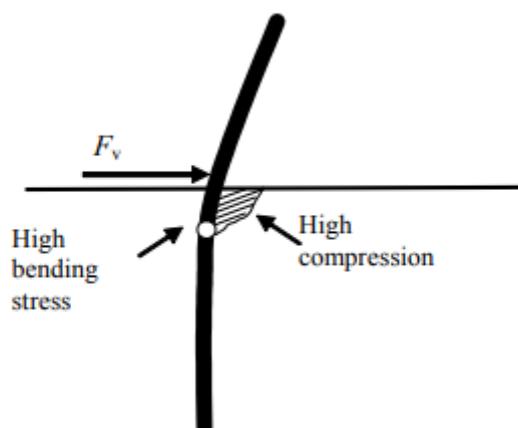


FIGURE 8.8 – Formation de rotule plastique dans la tige

- **Rupture ou éclatement du béton autour de la tige** : Le cas de charge donne lieu à une réaction très concentrée dans le béton sous tige. La zone de connexion doit être conçue et détaillée de manière que cette réaction concentrée soit répartie et transférée en toute sécurité dans l'élément. La réaction concentrée a tendance à fissurer l'élément, mais la fissuration peut être contrôlée par des armatures conçues pour établir un système d'équilibre dans le béton armé fissuré (Fig 8.9).

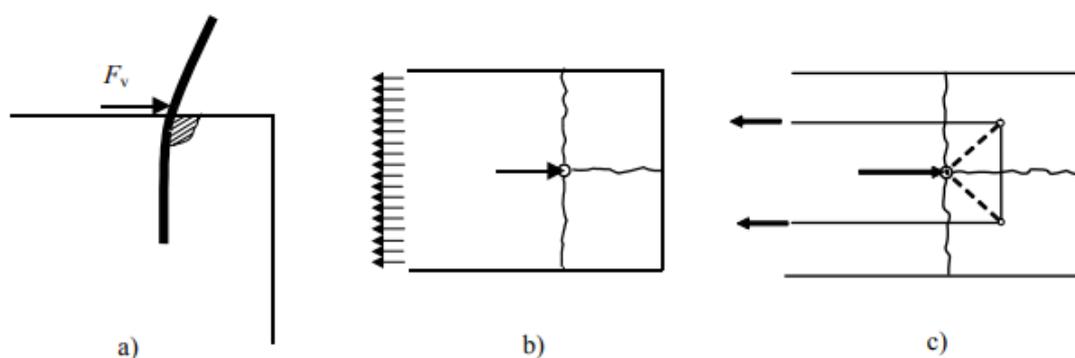


FIGURE 8.9 – Mécanisme de rupture du béton

8.6 Calcul des joints

Le système panneau préfabriqué est un système auto stable. Les panneaux jouent le rôle d'un système porteur ainsi qu'un système de contreventement. Cela veut dire que les zones de jonctions entre les panneaux vont développer des efforts tranchants considérables. À l'aide des formules précédentes, on calcule le nombre de tiges à utiliser dans les zones de jonction en supposant que la rupture des tiges se fasse en cisaillement et en flexion

8.6.1 Joint horizontal

Le joint horizontal est composé de plusieurs tiges d'aciers qui relient les éléments suivants : panneau-dalle-panneau. La figure ci-après montre les éléments assemblés.

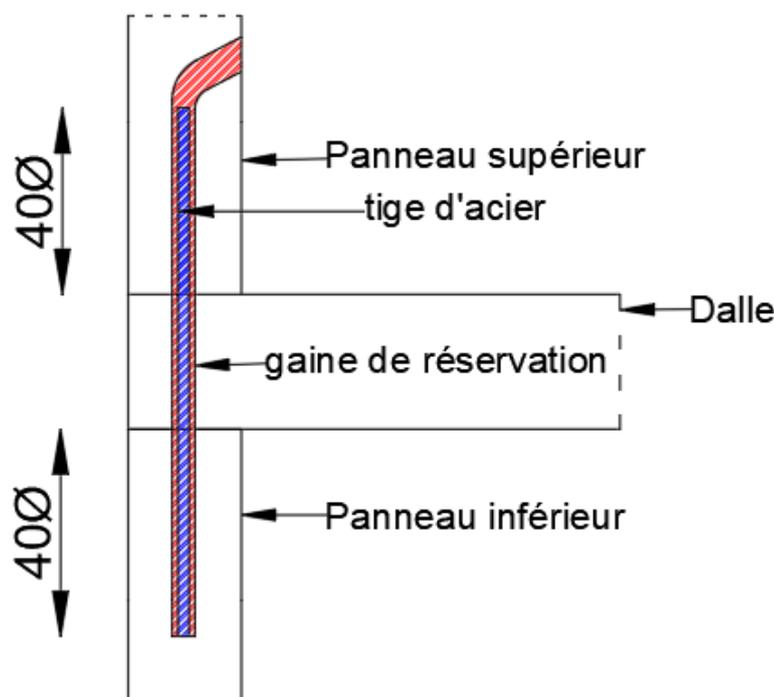


FIGURE 8.10 – Joint horizontal (panneau-dalle-panneau)

Le panneau inférieur doit comporter des armatures d'attente. Ici les tiges vont jouer ce rôle. Par la suite, lors de la fabrication de la dalle, on doit laisser des réservations ou des trous de diamètre 2ϕ . On procède de la même manière pour le panneau supérieur. Le pied du panneau doit comporter une gaine de diamètre 2ϕ . Lors de l'assemblage, on doit veiller à ce que les attentes entrent dans la partie réservée de la dalle et du panneau. À la fin, on remplit la réservation par du mortier de haute résistance à la compression. Le calcul du joint est fait pour le panneau traité au chapitre précédent. Les efforts réduits sur le panneau sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU. 8.1 – Efforts réduits sur panneau

Type de charge	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)
G	919.12	0	0
Q	92.14	0	0
E_x	0	1132.15	359.93

La formule suivante nous permet de calculer la traction maximale au niveau du panneau (section 7.4.1).

$$\sigma = \frac{N}{ba} \pm \frac{Mv}{I}$$

Les résultats obtenus figurent dans le tableau suivant :

TABLEAU. 8.2 – Contrainte de traction sur panneau

Combinaison de charge	Contrainte de traction σ_t (MPa)
0.8 G + E _x	-1.147

Par la suite, la section nécessaire pour transmettre cet effort est calculée par la formule $A_s = \frac{N_t}{f_e}$ telle que N_t représente la résultante de traction dans la partie tendue.

TABLEAU. 8.3 – Force de traction et section d'acier

N_t (MN)	A_s (cm ²)
0.17	3.41

Le nombre de tiges nécessaires pour transmettre les efforts de traction est de 4HA12. Ce nombre est suffisant pour la transmission de la traction. Cependant, avec ce nombre, on ne peut pas savoir si cette transmission se fait sans rupture par cisaillement ou par flexion. Selon les modes de ruptures détaillés plus haut, le nombre de tiges est recalculé en retenant la valeur maximale. Le calcul se fait comme ce qui suit pour les deux autres modes :

— **Mode de rupture par cisaillement :**

La tige résiste à un cisaillement pur égal à F_v donné par l'expression suivante :

$$F_v = \frac{f_y A_s}{\sqrt{3}}$$

En utilisant HA12 pour tige, on trouve : $F_v = 32$ kN

$$F_v = \frac{500 * 1.13 * 100}{\sqrt{3}} = 32 \text{ kN}$$

Par conséquent, le nombre nécessaire de tiges pour transmettre le cisaillement sans aucune rupture par cisaillement est égal à :

$$n = \frac{1.4E_x}{F_v} = \frac{504}{32} \approx 16$$

$$n = 16 \text{ barres}$$

— **Mode de rupture par flexion :**

La tige résiste à un cisaillement pur égal à F_v donné par l'expression suivante :

$$F_v = a_0 \phi^2 \sqrt{f_c f_y}$$

En utilisant des HA12 pour les tiges, on trouve : $F_v = 25$ kN

$$F_v = 1 * 12 * 12 \sqrt{60 * 500} = 25 \text{ kN}$$

Par conséquent, le nombre nécessaire de tiges pour transmettre le cisaillement sans aucune rupture par flexion est égal à :

$$n = \frac{1.4 E_x}{F_v} = \frac{504}{25} \approx 22$$

$$n = 22 \text{ barres}$$

Le nombre de tiges gardé est 22. Ces tiges seront réparties entre les trumeaux en raison de 11 barres pour chacun d'entre eux, c-à-d, 7 HA/ml tous les 14 cm. La figure suivante présente une coupe horizontale au niveau sur une bande de largeur égale à 1 m.

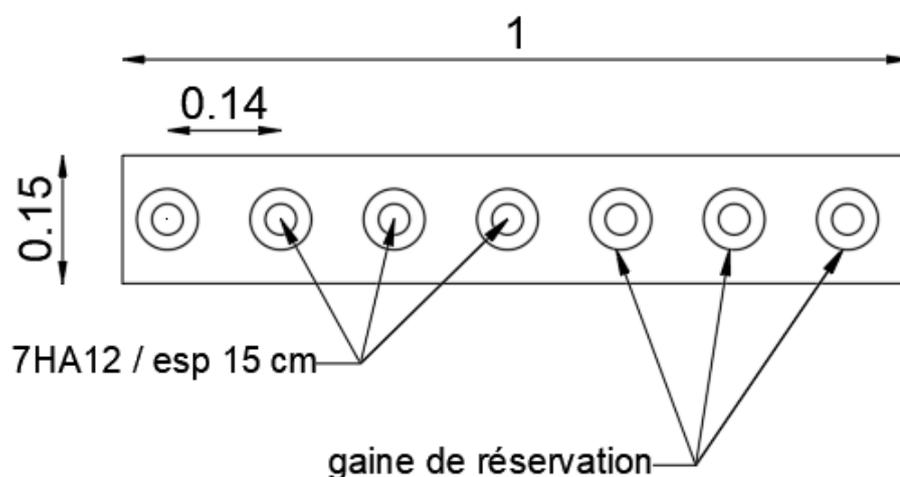


FIGURE 8.11 – Coupe horizontale sur trumeau

8.6.2 Joint vertical

Le rôle du joint vertical consiste à véhiculer les efforts dus aux séismes d'un élément à un autre élément. Contrairement au joint horizontal, le joint vertical comporte une reprise de bétonnage à ses interfaces. Les figures ci-après montrent la composition du joint.

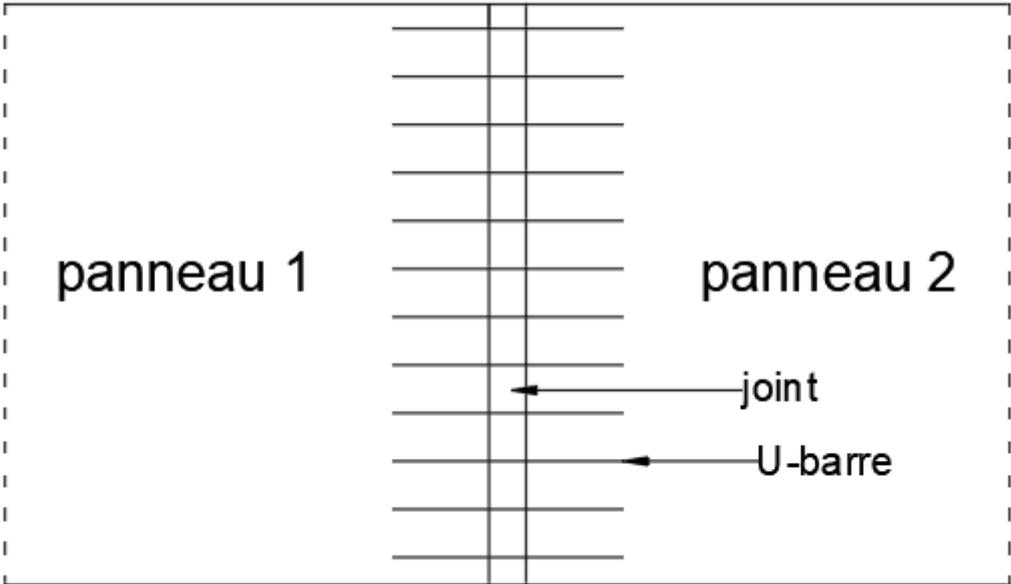


FIGURE 8.12 – vue de face sur le joint

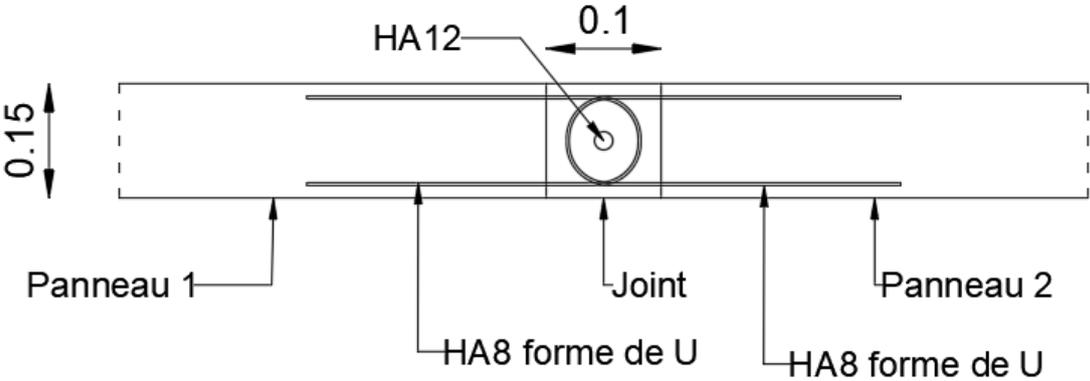


FIGURE 8.13 – coupe horizontale sur le joint

La construction du joint vertical se fait en 3 étapes :

- On commence par construire le premier panneau en laissant des barres d'attente horizontales en forme de U à l'extrémité du panneau (Fig 8.14)

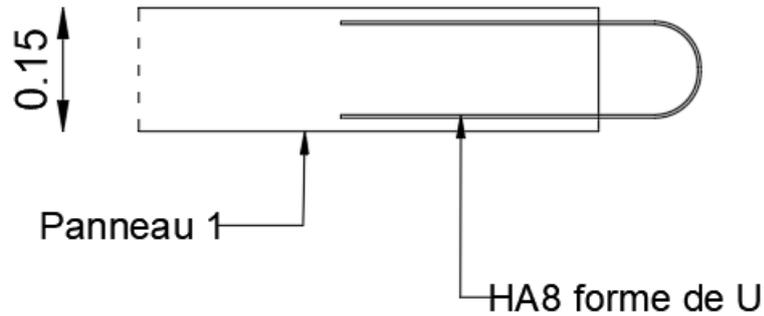


FIGURE 8.14 – Coupe horizontale à l'extrémité du panneau

- On procède de la même manière pour le deuxième panneau, la même procédure se fait pour le deuxième panneau. Ensuite, on les rapproche de telle sorte que les barres en U forment un cercle (Fig 8.15).

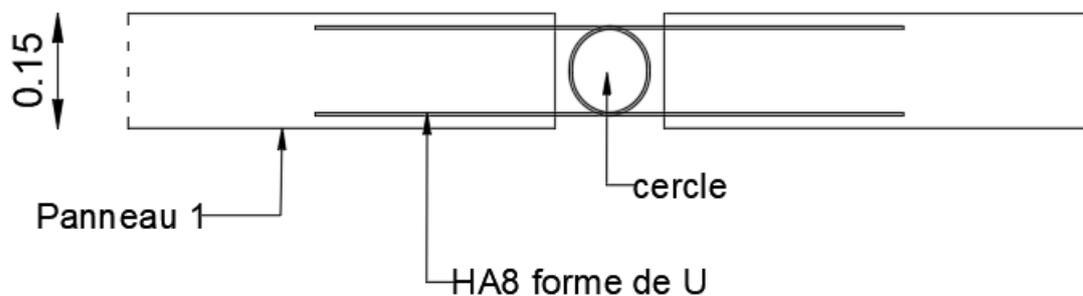


FIGURE 8.15 – Coupe horizontale sur panneaux en phase d'assemblage

- À la fin, on met à l'intérieur du cercle une barre d'acier de renforcement, puis on coule sur la partie vide entre panneaux du mortier (Fig 8.16).

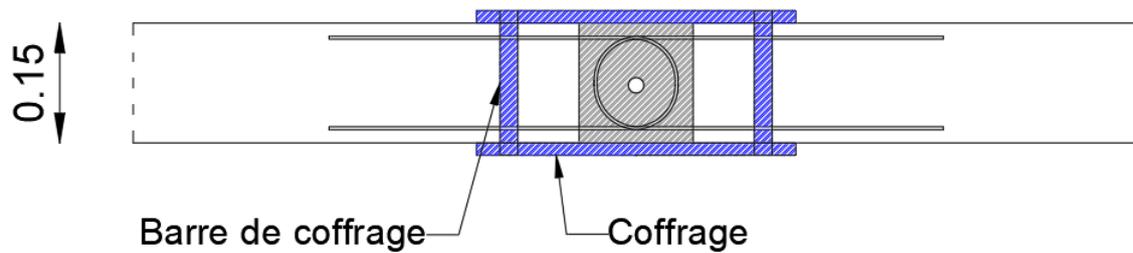


FIGURE 8.16 – Coupe horizontale sur panneaux, phase de coulage

Le calcul du joint vertical se fait de la même manière que le joint horizontal. Nous avons un seul type de joint vertical. Nous nous sommes intéressés au joint du RDC de la première fille suivant le sens transversal. L'effort tranchant obtenu figure dans le tableau suivant.

TABLEAU. 8.4 – Effort tranchant entre panneau

Combinaison de charge	effort tranchant T (kN)
E_y	303

Le mortier utilisé pour remplir le joint a une grande résistance (60 MPa). Par conséquent, le nombre de barres est calculé en utilisant la formule de Von Mises

$$F_v = \frac{500 * 1.01 * 100}{\sqrt{3}} = 29.1 \text{ kN}$$

Le nombre nécessaire de tiges pour transmettre le cisaillement est égale à :

$$n = \frac{1.4E_y}{F_v} = \frac{424.2}{29.1} \approx 15$$

$$n = 15 \text{ barres}$$

15 barres avec un espacement égale à $(3.4/15 = 22.5 \text{ cm})$

8.7 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de présenter les différents mécanismes de transmission des efforts, les modes de rupture et le calcul des joints. Les résultats de calcul sont :

- Pour le joint horizontal : le nombre de tiges gardé est 22 barres. C-à-d, 7 HA/ml tous les 14 cm

- Pour le joint vertical : le nombre de tiges gardé est 15 barres. C-à-d, 5 HA/ml en forme de U tous les 22.5 cm

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les éléments de béton préfabriqué sont largement utilisés dans les structures. Il y a de nombreux avantages de cette Méthode de construction si comparée à des structures en béton coulé in situ. Néanmoins, les connexions entre les éléments préfabriqués exigent une attention particulière pendant la conception et la construction. En raison de grand nombre de connexions dans un bâtiment à plusieurs étages, une solution trop conservatrice peut influencer le coût de construction. Le type de joint utilisé (brochage) possède plusieurs avantages qui sont validés par des recherches scientifiques :

- La ductilité de ce joint sous chargement monotone par rapport à un joint monolithique possède une grande marge de déformation après le palier élastique [3]
- Ce joint peut dissiper jusqu'au 50% de plus qu'un système monolithique d'énergie du séisme [3].
- Lors de la rupture du joint, généralement, l'élément principal reste intacte sauf de petites fissures, aux extrémités [4].
- Le plus important que ce type de joint résiste mieux au cisaillement qu'un système de jonction ordinaire [6, 4, 3]

Du point de vue technique, le bâtiment était correctement dimensionné pour le respect des règles parasismiques algériennes, le fait que le bâtiment ne soit composé que de voiles prédisposés nous a considérablement facilité la tâche de calcul des sollicitations auxquelles chaque élément est exposé.

L'étude fait l'objet d'une demande d'avis technique à CNERIB. Par conséquent, nous n'avons pas étudié l'infrastructure de ce projet, car le site d'implantation n'a pas été déterminé. Alors, nous nous sommes intéressés par l'étude de la superstructure, et pour faire l'étude dynamique, on a pris le type de sol S3 et une zone de forte sismicité (zone III).

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul

récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures en préfabriqué. Ce projet nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis Professional) pour l'analyse de la structure, (AUTOCAD) pour le schéma de ferrailage et (TEKLA STRUCTURE) pour le modèle 3D de notre structure.

Au cours de notre travail, nous avons acquis un certain savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir, à savoir résoudre des problèmes en proposant diverses solutions et faire le meilleur choix. Et c'est l'essence même du travail de l'ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] HENRY.THONIER. *Conception et calcul des structures de bâtiment*. Presses ponts et chaussées, 1993.
- [2] NICOT.R. *Béton armé Application de l'eurocode 2*. Ellipses, 2001.
- [3] Karthikeyan KOTHANDAPANI et M.Helen SANTHI. « Experimental Investigation on Precast Wall Connections ». In : *Journal of Advanced Research in Dynamical and Control Systems* 11 (sept. 2019), p. 1672-1678.
- [4] S ARTHI et K P JAYA. « Seismic performance of precast shear wall-slab connection under cyclic loading : experimental test vs. numerical analysis ». In : *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 19 (juill. 2020), p. 739-757. DOI : 10.1007/s11803-020-0593-7.
- [5] Hongtao LIU et al. « The seismic behaviour of precast concrete interior joints with different connection methods in assembled monolithic subway station ». In : *Engineering Structures* 232 (2021), p. 111799. ISSN : 0141-0296. DOI : <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111799>. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S014102962034400X>.
- [6] Hui SU et al. « Experimental study on seismic performance of new reinforced tenon joint precast shear walls ». In : *Advances in Structural Engineering* 24.8 (2021), p. 1631-1641. DOI : 10.1177/1369433220982728.
- [7] SANA STIHL. « Cour bâtiment ». 2019.
- [8] Nadjia BAOUCHE. « Constructions parasismiques ». 2020.
- [9] Nadjia BAOUCHE. « Structures en béton ». 2020.
- [10] Messaouda CHERRAK. « Béton Armé ». 2020.
- [11] Nouredine BOURAHILA. « Dynamique des structures 2 ». 2021.
- [12] Centre Nationale En Recherche Appliqué En Génie PARASISMIQUE. *Charge permanentes et charges d'exploitation*. 1988.

- [13] Centre Nationale En Recherche Appliqué En Génie PARASISMIQUE. *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93*. Rapp. tech. 1993.
- [14] Centre Nationale En Recherche Appliqué En Génie PARASISMIQUE. *Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché*. 1997.
- [15] Centre Nationale En Recherche Appliqué En Génie PARASISMIQUE. *Règles parasismiques algériennes RPA99*. Rapp. tech. 2003.
- [16] European Committee for STANDARDIZATION. *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. Rapp. tech. 2005.
- [17] European Committee for STANDARDIZATION. *EN 1992-1-1 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Rapp. tech. 2005.
- [18] *Structural connections for precast concrete buildings*. Avis technique. 2008.
- [19] *Batiments industriels à un seul niveau*. Avis Technique. Centre National d'Études et Recherches Intégrées du Batiment, fév. 2017.
- [20] *ALCAHYD PRECAST WALL*. Avis Technique. Centre National d'Études et Recherches Intégrées du Batiment, déc. 2019.