

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

École 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

**Étude d'un bâtiment contreventé par des
portiques en béton préfabriqué**

Réalisé par :

Abdellatif HANNACHI

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

Composition du jury :

Président	M. Abderrahim BALI	Pr	ENP
Promotrice	Mme Nadjia BAUCHE	MAA	ENP
Examineur	M. Hamza DJOUABI	MAA	ENP

ENP 2022

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

École 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

**Étude d'un bâtiment contreventé par des
portiques en béton préfabriqué**

Réalisé par :

Abdellatif HANNACHI

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

Composition du jury :

Président	M. Abderrahim BALI	Pr	ENP
Promotrice	Mme Nadjia BAUCHE	MAA	ENP
Examineur	M. Hamza DJOUABI	MAA	ENP

ENP 2022

ملخص

إن الهدف من هذا المشروع هو دراسة منشأ ذو خمس طوابق من الخرسانة المسبقة الصب في منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع. مقاومة البناء للزلازل تتم بواسطة هيكل خرساني (اعمدة و عوارض). التصميم تم وفقا لمعايير البناء في الجزائر بالإضافة الى معايير عالمية خاصة بالخرسانة المسبقة الصب. في الختام، تم دراسة عناصر الوصل بين العناصر الإنشائية بالاستعانة باخر مستجدات البحث العلمي، متمثلا في معادلات تجريبية.

الكلمات المفتاحية: بناء، صناعة مسبقة الصب، عناصر الوصل، الزلازل

Abstract

The purpose of this work is to study a precast concrete structure (G+5) which is to be located in a high seismicity zone in Algeria. The seismic resistance of the building is ensured by moment-frames. The design is carried out in compliance with the requirements of Algerian regulations (DTR, RPA99/2003 and CBA 93) and international regulations specialized in the field of precast concrete (Eurocode 2, Eurocode 8, ACI, PCI, FIB). The dynamic study was done using the software Robot Structural Analysis. As for the study of the connections, which represents the most delicate section, it is carried out based on the experimental results of the research in the field of prefabrication.

Keywords : Precast concrete - wet and dry connection - Corbel - Earthquake - Response spectrum - Capacity design.

Résumé

Le but de ce travail est d'étudier une structure en béton préfabriqué (R+5) qui est appelée à être implantée dans une zone à forte sismicité en Algérie. Le contreventement du bâtiment est assuré par des portiques autostables. La conception est effectuée en respectant les exigences des règlements algériens (DTR, RPA99/2003 et le CBA 93) et des règlements internationaux spécialisés dans le domaine du béton préfabriqué (Eurocode 2, Eurocode 8, ACI, PCI, FIB). L'étude dynamique a faite à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Quant à l'étude des assemblages qui représente la section la plus délicate, elle est réalisée en s'appuyant sur les résultats expérimentaux de certaines recherches dans le domaine de la préfabrication.

Mots clés : Préfabrication - Assemblages par brochage et humide - Corbeau – Séisme - Spectre de réponse - Dimensionnement en capacité.

Dédicaces

- À mes parents qui m'ont toujours soutenu, encouragé et tout donné pour que je réussisse.
- À mes deux sœurs.
- À mon oncle A.Nouacer.
- À toute la famille Nouacer et Hannachi.
- À tous mes amis.
- À toute la promotion 2022 de l'ENP.

Remerciements

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
لحمد لله رب العالمين الذي وفقنا وأعاننا على إنهاء هذا البحث والخروج به بهذه الصورة المتكاملة

Tout d'abord, je tiens à remercier Mme Nadjia BAOUCHE. d'avoir accepté d'encadrer ce travail, pour ses nombreux conseils, et surtout pour sa disponibilité.

Je tiens aussi à remercier sincèrement les membres du jury, M. Abderrahim BALI et M. Hamza DJOUABI, qui m'ont fait le grand honneur d'évaluer ce travail.

J'adresse mes remerciements à M. Abderrahmane MAOUCHE, directeur de développement au sein de l'entreprise ALCAHYD, pour nous avoir accepté au sein de l'entreprise et nous avoir proposé l'étude de ce projet.

Je remercie en particulier l'ingénieur Djamel Eddine MAOUCHE, mon éducateur qui m'a formé et accompagné pendant de nombreuses années avec beaucoup de patience et de pédagogie.

Je voudrais également remercier l'équipe de département études techniques et conceptions, M. Abderrahim BOUHEZILA, chef de département, les ingénieurs M. Abdessamed HAMOUI et M. Abdelbaki BACHIR, et l'architecte M. Housseem BOURAHLA, qui m'ont accueillie et ont satisfait ma curiosité sur les techniques en place dans leurs travail.

Table des matières

Table des figures

Liste des tableaux

Introduction générale	15
1 Technologie du béton préfabriqué	17
1.1 Introduction	17
1.2 Historique	17
1.3 Évolution des règlements du calcul	19
1.4 Éléments préfabriqués	21
1.4.1 Panneaux	22
1.4.2 Dalles	23
1.4.3 Poutres	24
1.4.4 Poteaux	24
1.5 Corbeaux	25
1.6 Assemblages	26
1.6.1 Assemblage poteau-poutre par brochage	26
1.6.2 Assemblage poteau-poutre humide	27
1.6.3 Assemblage poteau fondation	28
1.7 Conclusion	28
2 Présentation du cas d'étude	29
2.1 Introduction	29
2.2 But d'étude	29
2.3 Présentation de l'ouvrage	29
2.4 Règlementations	31
2.4.1 Sécurité réglementaire	31
2.5 Caractéristiques des matériaux	32

TABLE DES MATIÈRES

2.5.1	Béton	32
2.5.2	Acier	35
2.5.3	Mortier de scellement	36
2.6	Conclusion	36
3	Prédimensionnement	37
3.1	Introduction	37
3.2	Planchers	37
3.2.1	Plancher à prédalle	38
3.3	Poutres	39
3.4	Évaluation des charges	41
3.5	Poteaux	42
3.5.1	Descente des charges	44
3.6	Escaliers	47
3.6.1	Dimensions des marches	47
3.6.2	Largeur de la paillasse	48
3.6.3	Épaisseur de la paillasse	48
3.6.4	Palier du repos	49
3.7	Conclusion	49
4	Étude des éléments secondaires	50
4.1	Introduction	50
4.2	Acrotère	50
4.2.1	Évaluations des sollicitations	51
4.2.2	Calcul du ferrailage	52
4.2.3	Vérification au cisaillement	52
4.2.4	Composante horizontale de la charge sismique	53
4.3	Escaliers	54
4.3.1	Évaluation des charges	55
4.3.2	Évaluation des sollicitations	56
4.3.3	Calcul du ferrailage	56
4.3.4	Vérification de cisaillements	57
4.3.5	Vérification des efforts de levage	57

TABLE DES MATIÈRES

4.4	Conclusion	58
5	Planchers	59
5.1	Introduction	59
5.2	Présentation du plancher	59
5.3	Évaluation des sollicitations au stage d'exploitation	61
5.4	Calcul du ferrailage	61
5.5	Vérification du monolithisme	62
5.5.1	Cisaillement-frottement	62
5.5.2	Vérification de la contrainte de cisaillement à l'interface	66
5.6	Ancrage des armatures	67
5.6.1	Appui simple d'about	67
5.6.2	Appui intermédiaire	69
5.7	Joints entre prédalle	70
5.8	Vérification des efforts de levage	71
5.9	Vérification des efforts de stockage	73
5.10	Vérification des efforts au moment de la mise en place du béton	74
5.11	Vérification de cisaillement	75
5.12	Conclusion	75
6	Étude Dynamique	76
6.1	Introduction	76
6.2	Modélisation	76
6.2.1	Modélisation des assemblages	77
6.3	Coefficient de comportement	80
6.4	Méthodes du calcul de l'action sismique	81
6.4.1	Méthode statique équivalent	81
6.4.2	Méthode d'analyse modale spectrale	81
6.4.2.1	Spectre de réponse de calcul	82
6.4.2.2	Nombre de modes à considérer	83
6.4.2.3	Combinaison de la réponse modale	84
6.5	Vérifications règlementaires	85
6.5.1	Vérification de l'effort tranchant à la base	86

TABLE DES MATIÈRES

6.5.2	Vérification de l'effet P- Δ	86
6.5.3	Vérification du déplacement	88
6.5.4	Vérification de l'effort normal réduit	89
6.5.5	Vérification de cisaillement	89
6.6	Conclusion	90
7	Ferrailage des éléments structuraux	91
7.1	Introduction	91
7.2	Poutres	91
7.2.1	Poutres rectangulaires	92
7.2.1.1	Évaluation des sollicitations	93
7.2.1.2	Armatures longitudinales	93
7.2.1.3	Armatures transversales	94
7.2.1.4	Vérification de cisaillement	96
7.2.1.5	Situations transitoires	96
7.2.2	Poutres en L	96
7.2.2.1	Prédimensionnement du rebord	98
7.2.2.2	Vérification d'effort de cisaillement	98
7.2.2.3	Vérification de flexion	99
7.2.2.4	Vérification de la force de traction	100
7.2.2.5	Armatures transversales	100
7.2.2.6	Vérification du poinçonnement	102
7.2.2.7	Ferrailage de l'âme	102
7.3	Corbeaux	103
7.3.1	Méthode des bielles-tirants	103
7.3.2	Dimensionnement du corbeau	107
7.4	Poteaux	110
7.4.1	Évaluations des sollicitations	111
7.4.2	Armatures longitudinales	111
7.4.3	Armatures transversales	111
7.4.4	Vérification de levage sur site	112
7.5	Conclusion	113

TABLE DES MATIÈRES

8 Étude des assemblages	114
8.1 Introduction	114
8.2 Critères de dimensionnement	114
8.3 Dispositions des assemblages	115
8.4 Assemblage poteau-poutre humide	115
8.4.1 Localisation des rotules plastiques	118
8.5 Assemblage poteau-poutre par brochage	120
8.5.1 Évaluation par la méthode analytique	120
8.5.2 Évaluation par la méthode empirique	121
8.5.3 Vérification du bord en béton de la poutre	123
8.5.4 Vérification d'arrachement de la tige	125
8.5.5 Vérification de cisaillement	125
8.6 Conclusion	126
Conclusion générale	127
Bibliographie	129

Table des figures

Figure 1.1	Bâtiment de la police de Philadelphie entièrement préfabriqué, États-Unis	18
Figure 1.2	Logement en panneaux préfabriqués, Pays-Bas	19
Figure 1.3	Premières dalles alvéolaires fabriquées par des machines aux États-Unis	20
Figure 1.4	La tour de Zalmhaven Rotterdam, Pays-Bas (215m)	21
Figure 1.5	Panneaux de façade en béton préfabriqué, Madrid, Espagne, 1969	22
Figure 1.6	Panneaux sandwich en béton armé	22
Figure 1.7	Types des dalles préfabriquées	23
Figure 1.8	Poutre préfabriquée en béton précontraint	24
Figure 1.9	Connexion poteau-poteau	25
Figure 1.10	Ossature d'un bâtiment industriel	25
Figure 1.11	Effondrement d'un bâtiment industriel, séisme d'Emilia Romagna 2012	26
Figure 1.12	Formation de la rotule plastique dans la tige	27
Figure 1.13	Vue 3D d'un assemblage poteau-poutre dans un bâtiment résidentiel	27
Figure 2.1	Plan initial d'un étage courant	30
Figure 2.2	Plan final d'un étage courant	30
Figure 2.3	Courbe d'évolution de la résistance du béton en fonction des jours	33
Figure 2.4	Diagramme contrainte-déformation d'acier	35
Figure 3.1	Épaisseur h_p d'une prédalle	38
Figure 3.2	Profils des poutres préfabriquées	39
Figure 3.3	Dimensions des poutres	40
Figure 3.4	Section d'un poteau préfabriqué	43
Figure 3.5	Surface d'influence revenant sur le poteau plus chargé	45
Figure 3.6	Plan de première volée des escaliers de 1ère étage	49
Figure 4.1	Acrotère préfabriqué installé sur site	50
Figure 4.2	Modélisation d'acrotère	51
Figure 4.3	Ferraillage de l'acrotère	53

TABLE DES FIGURES

Figure 4.4	Modélisation d'escalier	54
Figure 4.5	Plan du ferrailage d'escalier	57
Figure 4.6	Positionnement des points de levage	57
Figure 5.1	Répartition des prédalles sur le plancher	60
Figure 5.2	Disposition du ferrailage de la chape	60
Figure 5.3	Modélisation de la dalle	61
Figure 5.4	Ferrailage de la partie préfabriquée	62
Figure 5.5	Contraintes et forces de cisaillement à l'interface d'éléments composites	63
Figure 5.6	Cisaillement-frottement	63
Figure 5.7	Mécanismes de reprise des efforts de cisaillement	64
Figure 5.8	Efforts à l'interface du béton de première phase et béton de reprise	65
Figure 5.9	Exemples de surfaces de reprise	66
Figure 5.10	Répartition des armatures de coutures	67
Figure 5.11	Bielle comprimée	67
Figure 5.12	Ancrage de la prédalle sur l'appui	68
Figure 5.13	Ancrage de la prédalle sur appui intermédiaire	69
Figure 5.14	Bielle comprimée sur appui intermédiaire	70
Figure 5.15	Exemples de joints assurant la transmission des efforts tranchants	71
Figure 5.16	Encrage d'une boucle de levage droite sous les armatures	72
Figure 5.17	Positionnement des boucles de levage	73
Figure 5.18	Conditions de stockage de prédalle	74
Figure 5.19	Position des appuis lors du stockage	74
Figure 5.20	Position des étalements	75
Figure 6.1	Modélisation 3D de la structure	77
Figure 6.2	Classification des assemblages d'une construction préfabriquée	78
Figure 6.3	Présentation des assemblages dans les zones critiques	79
Figure 6.4	Spectres de calcul pour les quatre classes de site	83
Figure 6.5	Non-linéarité géométrique	87
Figure 7.1	Portée utile pour différentes conditions d'appui	92
Figure 7.2	Sections des poutres principales et secondaires	93
Figure 7.3	Armatures transversales dans les zones critiques des poutres	95

TABLE DES FIGURES

Figure 7.4	Actions agissant sur la section en L	97
Figure 7.5	Charges sur le rebord de la poutre en L	97
Figure 7.6	Armatures de cisaillement	99
Figure 7.7	Armatures de flexion	100
Figure 7.8	Section d'une poutre en L	101
Figure 7.9	Armature pour empêcher la séparation du rebord	101
Figure 7.10	Armatures de poinçonnement	102
Figure 7.11	Hypothèse de <i>Navier-Bernoulli</i>	104
Figure 7.12	Champ de déformation non linéaire	104
Figure 7.13	Modèle bielles-tirants	105
Figure 7.14	Types des nœuds bielles-tirants	105
Figure 7.15	Cas d'utilisation du modèle bielle-tirant	106
Figure 7.16	Modèle bielle-tirant du corbeau	107
Figure 7.17	Modèle initial bielle-tirant du corbeau	108
Figure 7.18	Modèle final bielle-tirant du corbeau	109
Figure 7.19	Ferraillage du corbeau	110
Figure 7.20	Levage des poteaux sur site	112
Figure 8.1	Redistribution des efforts dans le cas d'un effondrement progressive	115
Figure 8.2	Position d'assemblages humides	116
Figure 8.3	Détails des connexions humides	117
Figure 8.4	Méthodes du renforcement du joint poteau-poutre	118
Figure 8.5	Méthode de localisation par affaiblissement	119
Figure 8.6	Fissuration et modes de rupture des spécimens à la fin de l'essai [18]	119
Figure 8.7	Assemblage poteau-poutre par brochage	120
Figure 8.8	Disposition d'assemblage poteau-poutre par brochage	121
Figure 8.9	Modes de rupture de la tige	123
Figure 8.10	Effet de l'ajout des armatures au bord de la poutre	124

Liste des tableaux

Tableau 2.1	Caractéristiques des bétons pour chaque élément	34
Tableau 3.1	Charges permanentes du plancher courant	41
Tableau 3.2	Charges permanentes du plancher terrasse	41
Tableau 3.3	Poids du panneau d'isolation	42
Tableau 3.4	Charges totales sur les planchers	42
Tableau 3.5	Règle de dégression adoptée	45
Tableau 3.6	Efforts normaux par la descente des charges	46
Tableau 3.7	Hauteur et largeur recommandés et extrêmes des marches	47
Tableau 4.1	Charges agissant sur l'acrotère	51
Tableau 4.2	Sollicitations agissant sur l'acrotère	51
Tableau 4.3	Résultats du calcul du ferrailage longitudinale d'acrotère	52
Tableau 4.4	Charges permanentes sur la volée	55
Tableau 4.5	Charges permanentes sur le palier	55
Tableau 4.6	Charges totales sur l'escalier	56
Tableau 4.7	Sollicitations du calcul de l'escalier	56
Tableau 4.8	Résultats du calcul du ferrailage longitudinale d'escalier	56
Tableau 4.9	Sollicitations présentes lors de levage initial d'escalier	58
Tableau 5.1	Sollicitations pour le calcul de la prédalle	61
Tableau 5.2	Résultats du calcul du ferrailage longitudinales de la prédalle	61
Tableau 5.3	Les données de la vérification de monolithisme	66
Tableau 5.4	Sollicitations lors de levage de prédalle sur le sens longitudinal	72
Tableau 5.5	Sollicitations lors de levage de prédalle sur le sens transversal	73
Tableau 5.6	Vérification des sollicitations lors de stockage de la prédalle	74
Tableau 5.7	Vérification des sollicitations de la mise en place du béton	75
Tableau 6.1	Modélisation des assemblages	79
Tableau 6.2	Choix du coefficient de comportement	80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 6.3	Critères du facteur de qualité	82
Tableau 6.4	Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalent	82
Tableau 6.5	Valeurs de T_1 et T_2	83
Tableau 6.6	Résultats d'analyse modale	84
Tableau 6.7	Effort tranchant à la base pour chaque classe suivant les deux directions	85
Tableau 6.8	Vérification de l'effort tranchant à la base	86
Tableau 6.9	Vérification de l'effet P- Δ suivant la direction X	87
Tableau 6.10	Vérification de l'effet P- Δ suivant la direction Y	88
Tableau 6.11	Vérification de déplacement suivant la direction X	89
Tableau 6.12	Vérification de déplacement suivant la direction Y	89
Tableau 6.13	Vérification de cisaillement pour les poteaux de la base	90
Tableau 7.1	Récapitulatif des sollicitations des poutres	93
Tableau 7.2	Ferraillage longitudinal des poutres rectangulaires	94
Tableau 7.3	Récapitulatif du choix des armatures transversales pour les poutres . .	95
Tableau 7.4	Vérification des situations transitoires pour les poutres	96
Tableau 7.5	Coefficient de friction	99
Tableau 7.6	Sollicitations du calcul de la poutre palière	102
Tableau 7.7	Ferraillage de l'âme de la poutre en L	103
Tableau 7.8	Récapitulatif des sollicitations des poteaux	111
Tableau 7.9	Ferraillage longitudinal des poteaux	111
Tableau 7.10	Vérification du levage sur site du poteau	112
Tableau 8.1	Évaluation de la résistance de la connexion	123

Introduction générale

La crise du logement en Algérie s'est aggravée au cours de la dernière décennie. La demande de logements et de meilleures infrastructures a poussé le gouvernement à trouver de nouvelles solutions pour construire plus rapidement tout en garantissant la sécurité et la qualité des travaux.

Aujourd'hui, avec le progrès dans le domaine industriel et la bonne maîtrise de la technologie du béton, les produits en béton fabriqués en usine sont très demandés dans la construction de bâtiments en raison de leur excellente qualité, et surtout, pour la rapidité d'exécution. Grâce aux éléments préfabriqués, de nombreux bâtiments ont été réalisés après un assemblage sur site.

En Algérie, l'utilisation de cette technique dans le domaine des ouvrages en génie civil, reste limitée aux bâtiments industriels situés dans les zones où le risque sismique est faible. Cette limitation peut s'expliquer par le fait que dans la réglementation algérienne (RPA99/2003, CBA93...) il n'y a pratiquement aucune recommandation concernant le béton préfabriqué. De plus, ce qui pose un problème dans les structures préfabriquées, ce sont les assemblages. Ils représentent le point de faiblesse dans les structures soumises aux actions accidentelles, en particulier le séisme.

Cette étude fait partie d'un grand projet abritant deux types de bâtiment : les bâtiments contreventés par des panneaux en béton préfabriqué et les bâtiments contreventés par des portiques préfabriqués. Elle sera soumise pour avis technique au CNERIB (Centre National d'Étude et de Recherches Intégrées du Bâtiment).

L'objectif principal de ce projet est de proposer une méthodologie de conception et de dimensionnement des bâtiments en béton préfabriqué à usage d'habitation en zone de forte sismicité. En ce qui concerne cette étude, elle s'intéresse aux bâtiments contreventés par portiques. Elle est faite, d'une part, en respectant les règlements disponibles en Algérie en ce qui concerne le béton préparé in situ (RPA/2003, CBA 93, ...) et d'autre part, la réglementation étrangère (Eurocode 8 et 2, ACI, PCI, ...) pour tout ce qui relève du béton préfabriqué.

Pour mener à bien ce travail qui va être aussi présenté comme mémoire de fin d'étude, nous l'avons structuré en huit chapitres :

- Le premier chapitre consiste à présenter la technologie du béton préfabriqué dans le domaine du bâtiment.

- Le deuxième chapitre présente la structure du bâtiment choisi pour cette étude ainsi que les normes utilisées et les contraintes liées à celles-ci.
- Le troisième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux en respectant les spécifications du CBA93 et RPA99/2003.
- Le quatrième chapitre s'intéresse à l'étude des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre présente l'étude d'un plancher préfabriqué en mettant en évidence ce qui le différencie avec un plancher en béton ordinaire.
- Le sixième chapitre est réservé à l'étude dynamique de la structure, étape très importante dans la conception et le dimensionnement de la structure.
- Le septième chapitre porte sur le ferrailage des différents éléments structuraux composant notre structure.
- Le huitième chapitre s'intéresse à la partie plus délicate : la conception des assemblages entre éléments.
- Une conclusion générale clôture le mémoire.

Chapitre 1 : Technologie du béton préfabriqué

1.1 Introduction

Depuis XIX siècle, le développement du béton a changé le monde de construction, où il s'est imposé comme le matériau plus utilisé dans le domaine de construction, des petits projets aux gros ouvrages. Il offre plusieurs avantages, principalement sa grande résistance de compression et sa maniabilité. En même temps, le développement du processus industriel et la fabrication en grande série et en masse a donné lieu aux premiers produits industriels en béton. Cela a créé un nouveau matériau de construction appelé le béton préfabriqué.

Aujourd'hui, l'avancement des techniques des productions industrielles a donné naissance à la préfabrication, le processus de fabrication des éléments structuraux et non structuraux dehors du chanté, ensuite les transporter et assembler sur le site du projet. Cette technique a révolutionné l'industrie en réduisant le temps, le coût et la main-d'œuvre nécessaires à la construction des structures.

Cette technologie est présente dans plusieurs ouvrages en Algérie, en particulièrement dans la construction des ouvrages d'art et il reste très limité dans le domaine du bâtiment.

Dans ce chapitre, nous présentons la technologie du béton préfabriqué, particulièrement dans le domaine du bâtiment.

1.2 Historique

Bien que la composition chimique soit différente, un processus ressemblant beaucoup à la préfabrication était utilisé il y a des milliers d'années. Les anciens Romains utilisaient des coffrages pour créer un grand nombre de poutres, de colonnes et d'autres structures qui sont encore existantes aujourd'hui [5].

La capacité de créer la même pièce à plusieurs reprises, que ce soit à des éléments structuraux ou simplement esthétiques, la préfabrication a permis de mettre en place des dimensions cohérentes. Grâce à une autre invention romaine - la grue à roue - ces lourdes créations étaient soulevées et mises en place.

Malgré ces premières utilisations, le béton préfabriqué moderne n'est pas devenu populaire dans la plupart des pays d'Europe occidentale et d'Amérique du Nord avant le début des années 1900. En 1905, l'ingénieur britannique *John Alexander Brodie* a inventé le premier exemple moderne de béton préfabriqué à Liverpool, en Angleterre. Il a introduit le processus de construction de bâtiments en panneaux préfabriqués, ce qui était une innovation révolutionnaire dans le domaine de la construction.



Figure 1.1 – Bâtiment de la police de Philadelphie entièrement préfabriqué, États-Unis

La solution préfabriquée a refait surface dans les années 1950, lorsque le paysage urbain américain s'est développé à nouveau. La demande augmentait pour plus de logements, mais aussi pour plus de ressources et de meilleures infrastructures. Les ingénieurs, les architectes et les planificateurs ont commencé d'utiliser la préfabrication pour construire des ponts, des centres commerciaux, des stades, des immeubles de bureaux, les écoles...

Aujourd'hui, le béton préfabriqué est largement utilisé dans la construction de la superstructure d'un bâtiment. Et en raison de sa polyvalence en termes de forme, de texture et de couleur, il est souvent utilisé comme élément architectural conçu pour imiter l'apparence de matériaux plus coûteux tels que le calcaire, le granit ou la pierre. Mais le plus grand avantage du béton préfabriqué est qu'il peut servir d'élément structurel et architectural en même temps, fournissant un bâtiment total en béton préfabriqué.



Figure 1.2 – Logement en panneaux préfabriqués, Pays-Bas

1.3 Évolution des règlements du calcul

Le 18 juin 1954, le *Precast Concrete Institute* (PCI) a été créé aux États-Unis pour fournir toutes les informations et pratiques liées au béton préfabriqué/précontraint. Depuis sa création, le PCI a développé, maintenu et diffusé le savoir de l'industrie des structures en béton préfabriqué et précontraint représenté dans des nombreuses normes industrielles.

Les Américains n'étaient pas les seuls à créer des normes pour le béton préfabriqué. Des organisations comme la *Fédération internationale du béton* (FIB), *Japanese Standards Association* (JSA) et le *Comité Européen de Normalisation* (CEN) ont publié plusieurs documents techniques et normes présentant des spécifications spéciales pour les produits en béton préfabriqué.

Jusqu'à la fin des années 1970 et au début des années 1980, ces normes étaient insuffisantes pour concevoir des structures entièrement préfabriquées, car l'utilisation d'éléments préfabriqués pour la dissipation des efforts sismiques n'a pas été reconnu. Principalement, à cause faible



Figure 1.3 – Premières dalles alvéolaires fabriquées par des machines aux États-Unis

performance des assemblages entre éléments préfabriqués au cours d'un séisme. Mais avec le développement des nouveaux types d'assemblages et la recherche scientifique sur le comportement sismique des structures préfabriquées, les normes ont commencé à introduire des spécifications pour le calcul parasismiques des ouvrages préfabriqués ainsi que les assemblages.

Le NEHRP (*National Earthquake Hazards Reduction Program*) a publié en 1994 le premier document technique sur les spécifications du dimensionnement parasismique des structures préfabriquées aux États-Unis. Ces spécifications ont inspiré par la suite plusieurs normes dans la région, le norme américain ACI 318-2002 par exemple.

En Europe, le CEN a introduit des règles particulières pour les structures en béton préfabriqué dans Eurocode 8. En plus, en 2009, L'union européenne, présentée par *Community Research and Development Information Service* (CORDIS) qui est la commission européenne des projets financés par les programmes-cadres de l'UE pour la recherche et l'innovation, a commencé un programme de recherche expérimental et numérique (*SAFECAST*) sur le comportement des assemblages des structures préfabriquées soumises à des actions sismiques, en collaboration avec 16 participants entre universités et partenaires industriels dans toute l'Europe. Le rapport final du projet a été publié en 2012, et il contient des vérifications en fonction de modes de rupture pour cinq familles de connexion.

En Japon, un programme de recherche (*PRESSS*) sur les systèmes structurels sismiques en béton préfabriqué a débuté en 1988 en collaborations avec les États-Unis. Les objectifs de ce programme étaient de développer des systèmes structurels sismiques efficaces pour les bâtiments préfabriqués et de préparer des recommandations de conception sismique à incorporer dans les codes de construction modèles.

En Algérie, il existe plusieurs documents techniques réglementaires (DTR) et des avis techniques sur la conception des produits préfabriqués, mais ils restent très limités dans l'étude



Figure 1.4 – La tour de Zalmhaven Rotterdam, Pays-Bas (215m)

sismique. Pour le cas des ossatures en béton préfabriquées, la construction des bâtiments où le contreventement est assuré en totalité par des systèmes portiques en béton préfabriqué est interdite [32]. Néanmoins, il existe des avis techniques spécialisés sur les spécifications des bâtiments industriels à un seul niveau [37].

1.4 Éléments préfabriqués

Les produits préfabriqués dans le domaine du bâtiment ne servent pas seulement comme des éléments structuraux, mais aussi comme des éléments architecturaux. Pour le cas général, la superstructure d'un bâtiment préfabriqué est formé des éléments suivants :

- panneaux ;
- dalles ;
- poutres ;
- poteaux.

1.4.1 Panneaux

Les panneaux en béton armé préfabriqués en usine ont plusieurs variantes et formes tout dépend l'utilisation (séparation, esthétique...) et la fonction structurale (porteur, non porteurs).



Figure 1.5 – Panneaux de façade en béton préfabriqué, Madrid, Espagne, 1969

Les panneaux de séparation ont pour but de séparer les différents espaces dans le bâtiment. Ils sont constitués d'une peau de 4 cm d'épaisseur avec une isolation continue d'une épaisseur variable selon les exigences du projet, et d'une autre peau porteuse (si le panneau est porteur) d'une épaisseur variable allant de 10 à 30 cm [38].



Figure 1.6 – Panneaux sandwich en béton armé

Ces panneaux de séparation sont considérés comme un remplissage rigide. Ce remplissage peut augmenter la capacité de dissipation d'énergie sismique d'une structure contreventée par un portique, mais son interaction avec les éléments structuraux peut endommager ces derniers. Pour éliminer ce risque, un joint est mis entre les éléments structuraux et les panneaux pour réduire tout type d'interaction entre les deux.

1.4.2 Dalles

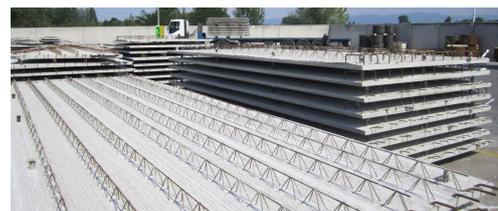
Les dalles préfabriquées peuvent se composer de deux parties, une partie fabriquée en usine, en béton armé ou en béton précontraint, destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher et une partie coulée sur site qui assure la liaison entre la dalle et les autres éléments structuraux.

Dans le cas où la dalle est fabriquée entièrement en usine, des dispositions particulières sont nécessaires pour assurer que la dalle travaille comme un diaphragme rigide.

Le marché dispose plusieurs types de dalles, avec des portées qui peuvent aller jusqu'à 25 m. La figure 1.7 illustre quelques types des dalles utilisées dans la construction des bâtiments industriels et civiles.



(a) Dalle en double T



(b) Prédalle



(c) Dalle alvéolaire

Figure 1.7 – Types des dalles préfabriquées

1.4.3 Poutres

Les poutres préfabriquées en béton armé ou en béton précontraint sont trouvées beaucoup dans les projets de bâtiments, surtout en formes des poutrelles dans les dalles corps-creux. Ils se trouvent aussi dans les bâtiments industriels, que ce soit pour supporter une dalle, une toiture ou des ponts roulants.



Figure 1.8 – Poutre préfabriquée en béton précontraint

1.4.4 Poteaux

Les poteaux transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils peuvent être en béton armé ou en béton précontraint. Leur section est généralement carrée ou rectangulaire, d'autres sections telles que circulaires ou en forme de I sont également possibles, tous dépendent des spécifications du projet.

La hauteur maximale d'un seul poteau fabriqué en usine ne doit pas dépasser 12 m pour des contraintes de transport. Donc, les poteaux sont assemblés verticalement à l'aide des tiges qui s'insèrent dans le poteau supérieur dans des vides réservés au moment de fabrication. Ces vides sont remplis ensuite par un mortier de scellement (Fig.1.9).



Figure 1.9 – Connexion poteau-poteau

1.5 Corbeaux

Les poteaux peuvent comporter des consoles en béton armé appelés corbeaux. Ils sont coulés de manière monolithique avec les poteaux qui les supportent. On les trouve principalement dans les ponts, les bâtiments industriels et les bâtiments commerciaux. Ils sont destinés à recevoir des poutres de toitures à niveaux décalés, des poutres de plancher ou des poutres pour ponts roulants.

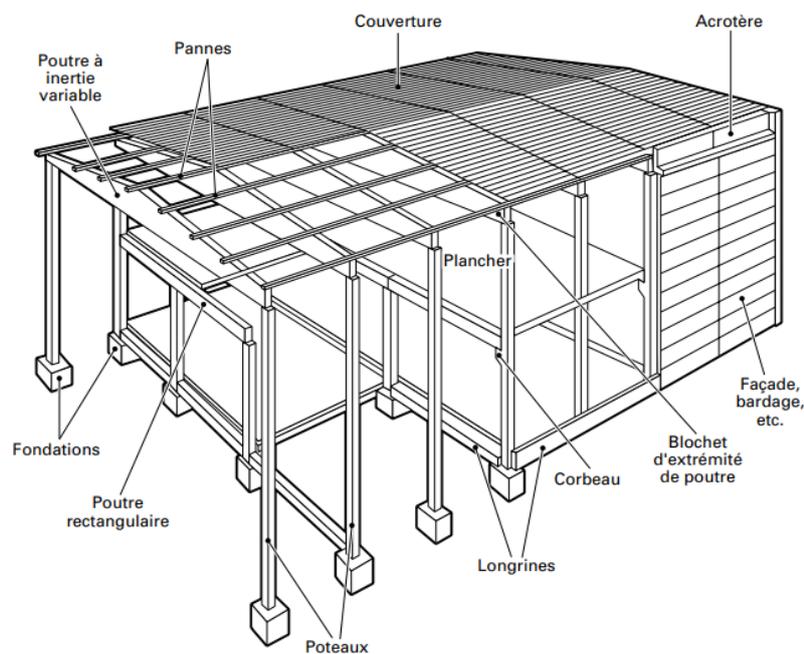


Figure 1.10 – Ossature d'un bâtiment industriel

1.6 Assemblages

1.6.1 Assemblage poteau-poutre par brochage

Ce type d'assemblage est très utilisé en Europe, plus particulièrement dans les bâtiments industriels à un seul niveau. Plusieurs études ont été élaborées pour but d'étudier ce type d'assemblage, notamment après le comportement catastrophique des bâtiments à ossature préfabriquée a été signalé après le séisme de Spitak, en Arménie (1988) et d'Emilia Romagna, en Italie (2012).



Figure 1.11 – Effondrement d'un bâtiment industriel, séisme d'Emilia Romagna 2012

Les résultats expérimentaux présentés par le programme *SAFECAST* (2009-2012) [3] et l'étude de *B.Zoubek et al* [15] sur le comportement des assemblages par broche face aux forces monotones et cycliques sont :

- La connexion par brochage offre une résistance minimale au moment. Pour cette raison, la connexion peut être modélisée comme un appui double (rotule).
- La résistance de la connexion dépend considérablement sur la position (profondeur par rapport la surface d'appui) de la rotule plastique dans la tige (Fig.1.12). Pour cela, en cas de chargement cyclique, la résistance d'assemblage diminue, à cause de la profondeur petite de la rotule plastique.
- La présence d'un appui néoprène peut augmenter considérablement la résistance de l'assemblage, en particulier lorsque de grands déplacements relatifs entre la poutre et le poteau

sont développés.

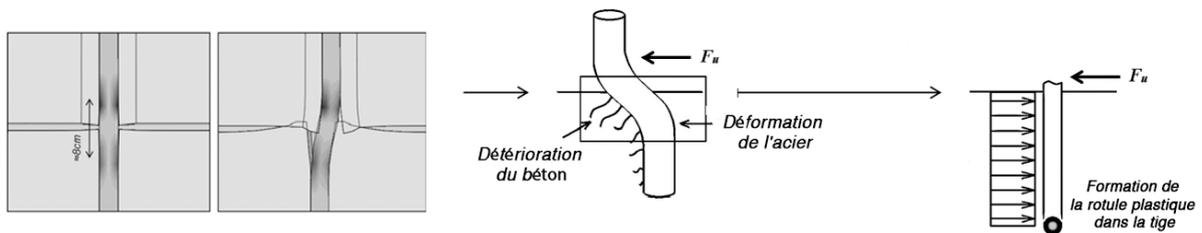


Figure 1.12 – Formation de la rotule plastique dans la tige

1.6.2 Assemblage poteau-poutre humide

Ce type d'assemblage est appelé humide parce qu'il est réalisé avec un béton coulé sur site. Il est dimensionné pour avoir le même comportement qu'un nœud monolithique en termes de rigidité et résistance.

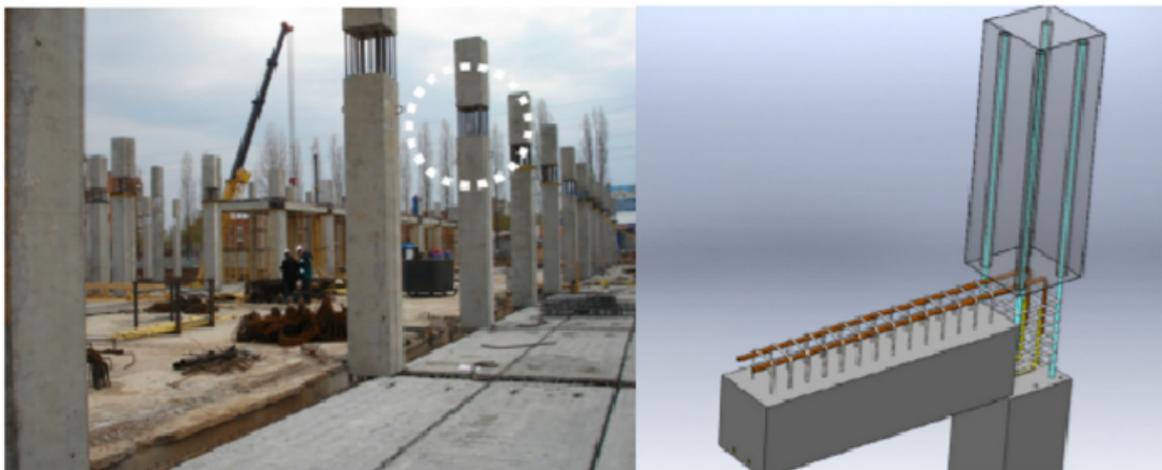


Figure 1.13 – Vue 3D d'un assemblage poteau-poutre dans un bâtiment résidentiel

Il existe plusieurs types et configuration des assemblages humides, mais ils sont tous conçus de la même manière pour assurer :

- une ductilité similaire à celle d'un joint coulé sur place ;
- une rigidité suffisante pour participer à la dissipation d'énergie sismique ;
- un encrage nécessaire pour bien transmettre les sollicitations (moment fléchissant, effort tranchant) d'un élément à l'autre.

L'étude réalisée par *O.Ertas et al* [14] sur trois types de connexions humides a conclu que le comportement de cette catégorie d'assemblages est approprié pour les zones à fort risque sismique. En plus, l'utilisation du béton fibré a amélioré la ductilité du déplacement, la dissipation de l'énergie des spécimens et ralenti la dégradation de la rigidité. L'ajout de fibres d'acier améliore également la force de liaison des armatures dans la zone de connexion.

1.6.3 Assemblage poteau fondation

les poteaux peuvent être ancrés aux fondations de deux méthodes : par brochage ou par fût d'encuvement. Les deux types sont dimensionnés pour résister et transférer les sollicitations de la structure aux fondations.

Dans le cas d'utilisation du brochage en pied. La transmission des efforts du poteau à la fondation se fait par l'intermédiaire de barres dépassantes au pied du poteau et scellées dans les réservations. Un mortier sans retrait vient remplir les réservations et le vide de calage.

1.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité l'évolution du béton préfabriqué dans le domaine du bâtiment. Par la suite, nous présentons la conception d'un bâtiment préfabriqué modèle dans une zone de haute sismicité, tout en respectant les règlements algériens.

Chapitre 2 : Présentation du cas d'étude

2.1 Introduction

L'étude des constructions préfabriquées suit les mêmes étapes que les constructions courantes. De la définition des paramètres des projets (fonction du projet, plan architectural, zone sismique, type de sol...) à la livraison de la conception finale.

Ce chapitre présente notre cas d'étude, notamment les paramètres de notre projet, les règlements à suivre et la définition des matériaux utilisés.

2.2 But d'étude

Le but de ce projet est de concevoir et d'étudier un bâtiment type à usage habitation construit en portiques autostables dans une région de forte séismicité. Tous les éléments constituant ces derniers sont préfabriqués en usine et assemblés sur chantier tout en respectant les spécifications et les règlements en vigueur en Algérie.

Cette étude est réalisée en étroite collaboration avec l'entreprise privée *ALCAHYD* (l'Algérienne des Canalisations Hydrauliques) dans le but d'élaborer un avis technique qui porte sur les modalités d'utilisation des portiques autostables destinés aux bâtiments d'habitation en Algérie.

2.3 Présentation de l'ouvrage

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation en plus des locaux commerciaux au rez-de-chaussée. Il comporte six niveaux (R+5) avec terrasse inaccessible : un rez-de-chaussée et cinq étages. Chaque étage compte deux logements.

Le plan architectural initial est présenté par la figure 2.1. Il a été par la suite modifié à cause des difficultés que présentent la réalisation des portes à faux dans la préfabrication. Le plan final retenu est représenté par la figure 2.2.

Le bâtiment a une forme rectangulaire régulière, dont les dimensions en plan sont 19.3 m longitudinalement et 11.25 m transversalement.



(dimensions en m)

Figure 2.1 – Plan initial d'un étage courant



(dimensions en m)

Figure 2.2 – Plan final d'un étage courant

Le rez-de-chaussée a une hauteur de 3.4 m, tous les autres niveaux ont une hauteur de 3.06 m. La hauteur totale est de 21.76 m.

Comme ce type de bâtiment (R+5 en portiques préfabriqués) doit être soumis à un avis technique afin d'autoriser son utilisation sur le territoire national, la zone d'implantation n'est pas spécifiée. Pour cette raison, nous utilisons les hypothèses les plus défavorables, c'est-à-dire, une zone classée de forte sismicité (*III*) par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003).

Pour les données géotechniques, étant donné que notre travail est limité à l'étude de la superstructure, seul le paramètre lié à la zone est pris en considération. Dans le chapitre 6, les quatre classes sont prises en considération, mais, seul le cas le plus défavorable est retenu.

2.4 Règlements

L'ouvrage est dimensionné et vérifié conformément aux règlements suivants :

- DTR C.B.A 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- DTR B.C 2.48 : Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003.
- DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.

Dans les règlements ci-dessus, l'étude des éléments préfabriqués ne trouve pas de réponses à toutes les questions qui se posent à ce type de construction, Par conséquent, nous les avons complétés par les règlements suivants :

- Eurocode 8, Section 5.11 : Structures préfabriquées en béton.
- Eurocode 2, Section 10 : Règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton.
- NF EN 13693 : Produits préfabriqués en béton.
- NF EN 14843 : Produits préfabriqués en béton - Escaliers.
- NF EN 13747 : Prédalles pour systèmes de planchers.

2.4.1 Sécurité réglementaire

L'ouvrage est calculé pour résister, avec une sécurité appropriée, à toutes les sollicitations prévues pendant la période de mise en place des éléments préfabriqués et pendant la période

d'exploitation.

Pour atteindre cet objectif, des états limites sont définis lorsque la structure cesse de remplir les conditions pour lesquelles elle a été conçue.

Les états limites peuvent être classés en deux catégories :

- **ELU** : État limite ultime, est un état correspondant à la valeur maximale de la capacité portante de la structure.
- **ELS** : État limite de service, est un état correspondant aux conditions d'utilisation et d'exploitation d'ouvrage.

Les produits préfabriqués en béton doivent être calculés et vérifiés pas seulement au stage final d'exploitation de l'ouvrage, mais pour toutes les phases du projet. Ces phases sont relatives au produit et son fonctionnement. En général, il faut prendre en compte de manière spécifique pour le dimensionnement et la définition des dispositions constructives les cas suivants :

- levage initiale, le transport jusqu'à l'aire de stockage ;
- stockage ;
- transport jusqu'au site ;
- montage (levage sur site) ;
- construction (assemblage).
- service.

2.5 Caractéristiques des matériaux

2.5.1 Béton

Le béton utilisé est un béton courant dont le dosage en ciment varie en fonction de la résistance désirée. La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\text{Pour } j < 28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 \times j} \times f_{c28} & f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95 \times j} \times f_{c28} & f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{cases} \quad (2.1)$$

$$\text{Pour } j > 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28} \quad (2.2)$$

Où :

j : nombre des jours ;

f_{cj} : résistance à la compression à j jour exprimé en MPa ;

f_{c28} : résistance à la compression à 28 jours exprimé en MPa (appelée aussi résistance caractéristique du béton).

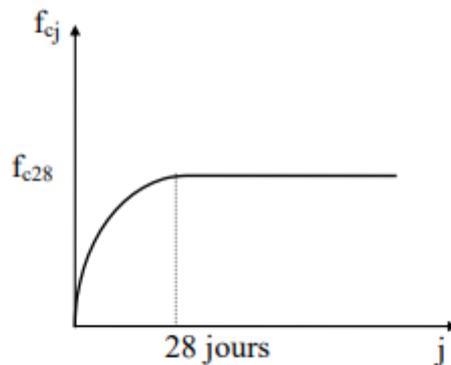


Figure 2.3 – Courbe d'évolution de la résistance du béton en fonction des jours

La résistance caractéristique à la traction à j jours est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (2.3)$$

Le module de déformation longitudinale du béton à j jours sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (2.4)$$

Sous contraintes de longue durée, le module de déformation longitudinale est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (2.5)$$

Le module de Poisson ν est pris égal à :

- 0.2 pour le calcul des déformations ;
- 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

À l'ELU : La contrainte limite de compression du béton est définie par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} \quad (2.6)$$

- Le coefficient γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

À l'ELS : La contrainte limite de compression du béton est définie par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (2.7)$$

La composition du béton est conforme à la norme NF EN 26-1 pour les produits en béton préfabriqués en usine et en fonction de la classe d'exposition.

Les caractéristiques des bétons typiques pour chaque élément (Tab.2.1) sont conformes à la norme NA 16002.

Tableau 2.1 – Caractéristiques des bétons pour chaque élément

Désignation	Classe béton	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	Ciment
Poteau	C40/50	40	21,33	CEM II/A
Dalle	C45/55	45	24,00	CEM II/52.5
Poutre	C45/55	45	24,00	CEM II/52.5
Panneaux	C35/45	35	18,67	CEM II/A
Fut à encuvement	C35/45	35	18,67	CEM II/A

2.5.2 Acier

L'acier utilisé conforme à la norme européenne EN 10080 et aux normes nationales (Fig.2.4). Il est sous formes de barres à hautes adhérences (HA), ronds lisses et de treillis soudés. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200.000 MPa. Les armatures utilisées sont de type :

- B500B pour les armatures principales et de répartition ;
- B235C pour l'acier de levage et cadres transversales ;
- B500B pour les armatures de couture.

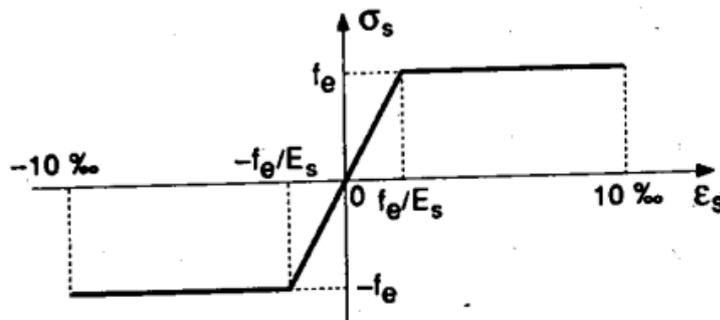


Figure 2.4 – Diagramme contrainte-déformation d'acier

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (2.8)$$

Où :

- f_e contrainte à la limite élastique de l'acier ;
- γ_s vaut 1.15 pour les combinaisons fondamentales et 1 pour les combinaisons accidentelles.

À l'ELS : la contrainte limite de traction dépend du type de fissuration, elle est donnée par les expressions 2.9 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu préjudiciable : } \sigma_{st} = f_e \\ \text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \\ \text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \end{array} \right. \quad (2.9)$$

Où :

η : coefficient de fissuration, vaut 1 pour les aciers ronds lisses et 1.6 pour les aciers de haute adhérence.

2.5.3 Mortier de scellement

Le mortier de scellement (aussi appelé Grout) se prépare en mélangeant sable, ciment, chaux et eau. Il est utilisé beaucoup dans l'assemblage des éléments préfabriqués métalliques, en béton armé ou béton précontraint.

Le plus important avantage de ce type de mortier est son excellente adhérence sur le béton, ainsi que sa résistance mécanique élevée en compression et en flexion, y compris à court terme. Sa composition est conforme à la norme NF EN 1504-6, pour l'ancrage de barre d'armature pour le béton armé.

Le mortier utilisé dans cette étude a une résistance de compression à 28 jours égale à 45 MPa.

2.6 Conclusion

La définition du projet (fonction, plan architectural, zone sismique...), ses caractéristiques (hauteur, dimensions, matériaux utilisés) et les contraintes présentes (règlements, cas de charge...), ont fait l'objet de ce chapitre. Les prochains chapitres seront consacrés à l'évaluation des charges et au dimensionnement des éléments préfabriqués.

Chapitre 3 : Prédimensionnement

3.1 Introduction

Les dimensions des éléments préfabriquées sont contrôlées par les contraintes de fabrication et du transport, ainsi que par les spécifications du CBA93 et RPA99/2003.

Ce chapitre comprend les différentes contraintes et spécifications pour le prédimensionnement des éléments suivants :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les escaliers.

3.2 Planchers

Le plancher est un élément plan porteur horizontal qui sépare deux niveaux d'un bâtiment, et transmet les charges verticales (charges permanentes et d'exploitation) et horizontales (charges sismiques) aux éléments structuraux.

Les dimensions de la dalle doivent être choisies de manière à garantir :

- **Le diaphragme rigide** : qui collectent les forces d'inertie et les transmettent aux éléments structuraux verticaux. Il rend ces éléments solidaires pour résister à l'action sismique horizontale.
- **La durabilité** : il faut assurer la résistance et la stabilité pendant toute la durée d'utilisation de projet, sans perte significative de fonctionnalité.
- **La résistance au feu** : c'est l'aptitude d'une structure à remplir les fonctions exigées (fonction porteuse ou séparative) durant une exposition au feu.

Pour notre cas d'étude, les planchers sont des planchers à prédalles.

3.2.1 Plancher à prédalle

Les planchers à prédalles sont des planchers formés d'une partie inférieure préfabriquée et une partie supérieure coulée sur place. En phase finale, la dalle repose sur deux appuis. Elle est considérée comme une dalle pleine (monolithique).

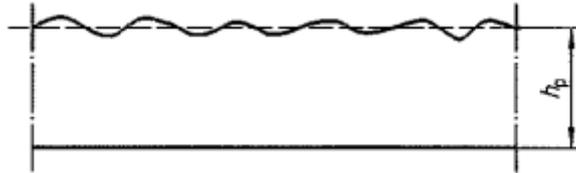


Figure 3.1 – Épaisseur h_p d'une prédalle

L'épaisseur nominale de la prédalle h_p est la distance nominale entre les faces supérieure et inférieure de la dalle. Elle doit vérifier les conditions suivantes :

- condition de la résistance, donnée par l'inégalité 3.1, où L est la plus grande portée :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{25} \quad (3.1)$$

- condition de la résistance au feu :

$$\begin{cases} 7 \text{ cm minimum,} & \text{pour espérer une résistance au feu de 1 heure.} \\ 11 \text{ cm minimum,} & \text{pour espérer une résistance au feu de 2 heures.} \end{cases} \quad (3.2)$$

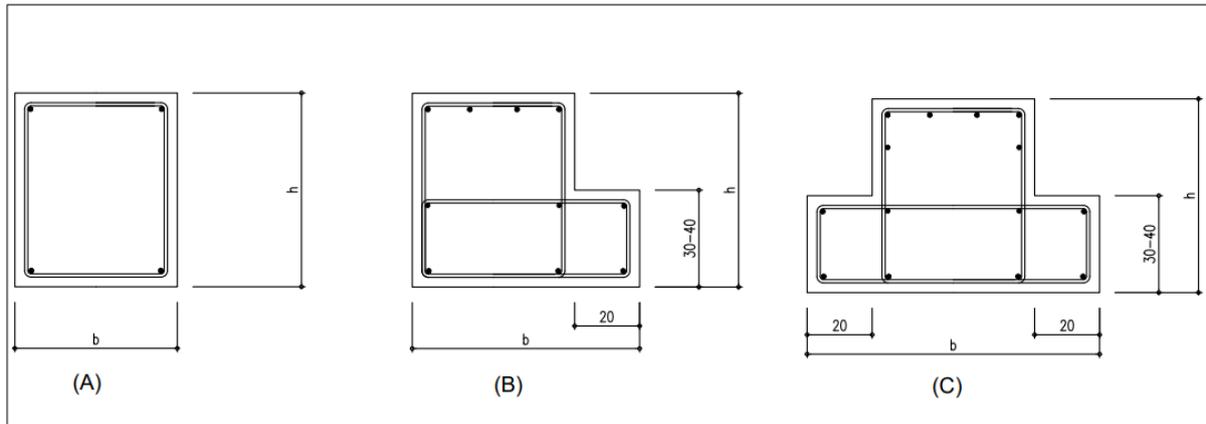
- épaisseur minimale d'une prédalle est de 5 cm (condition minimale pour assurer un diaphragme rigide), sauf pour les prédalles de petites dimensions pour lesquelles une épaisseur de 4 cm peut être envisagée.

Pour notre cas, la portée maximale $L_{max} = 4.4m$. Donc pour satisfaire à ces conditions, on opte pour une épaisseur nominale :

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

3.3 Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, destiné à supporter essentiellement des efforts de flexion. Elles sont chargées de reperdre et de transmettre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers aux poteaux. La figure 3.2 représente les sections des poutres les plus utilisées.



(dimensions en cm)

- (A) Poutre rectangulaire;
- (B) Poutre en forme L;
- (C) Poutre en forme T renversé.

Figure 3.2 – Profils des poutres préfabriquées

Les dimensions de la poutre sont données par [2] :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Poutre sur deux appuis (travée isostatique)} : & h \geq \frac{L_{max}}{14} \\ \text{Travée de rive (hyperstatique)} : & h \geq \frac{L_{max}}{18} \\ \text{Travée intermédiaire (hyperstatique)} : & h \geq \frac{L_{max}}{20} \\ \text{Largeur de la poutre} : & b \geq 0.5 \times h \end{array} \right. \quad (3.3)$$

En plus, pour les poutres en zone III de sismicité, les dispositions constructives minimales à respecter sont :

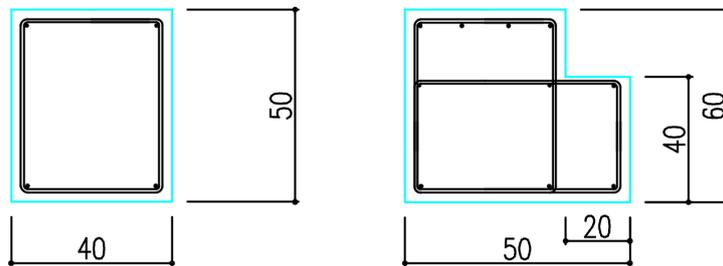
$$\left\{ \begin{array}{ll} h \geq 30cm, & b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5 \times h + b_1 \end{array} \right. \quad (3.4)$$

Pour notre projet, on propose deux types des poutres :

- **Poutre rectangulaire.**
- **Poutre en forme L :** la forme des poutres en L joue le rôle d'un appui pour supporter des éléments préfabriqués comme les dalles, les escaliers, les pannes...

Pour les poutres préfabriquées, les dimensions minimales sont spécifiés par le fabricant en fonction des moules disponible au lieu de fabrication et le type d'assemblage poteau-poutre utilisé.

Les dimensions choisies des deux types de poutre sont présentés dans la figure suivante :



(dimensions en cm)

Figure 3.3 – Dimensions des poutres

3.4 Évaluation des charges

Tableau 3.1 – Charges permanentes du plancher 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	20	25	5
Enduit de ciment	1,5	10	0,15
Enduit de plâtre	1,5	10	0,15
Total			6,5

Tableau 3.2 – Charges permanentes du 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
Forme de pente béton légère	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

Tableau 3.3 – Poids du panneau d’isolation

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
Paroi extérieure (béton armé)	4	25	1
POLYSTYRÈNE	4	0,28	0,0112
Paroi intérieure (béton armé)	12	25	3
Total			4,0112

Les charges totales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.4 – Charges totales sur les planchers

Type de chargement	Plancher courant	Plancher terrasse
G (kN/m^2)	10.5	14.3
Q (kN/m^2)	1.5	1

3.5 Poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux chargés de transmettre les charges des différents niveaux aux fondations et supporter les charges horizontales.

Les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions suivantes :

- Les dimensions minimales à prendre sont :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}; & \min(b, h) \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases} \quad (3.5)$$

- Les dimensions minimales à l’égard du feu pour un poteau carré :

$$\begin{cases} 30 \text{ minutes} \Rightarrow a \geq 15cm \\ \text{une hour} \Rightarrow a \geq 20cm \\ \text{Deux hours} \Rightarrow a \geq 30cm \end{cases} \quad (3.6)$$

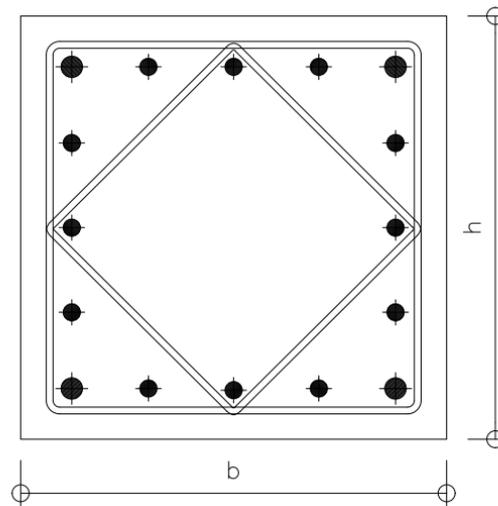


Figure 3.4 – Section d'un poteau préfabriqué

- Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charge.

L'effort normal maximal, obtenu par la descente des charges, doit vérifier l'inégalité 3.7 :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (3.7)$$

N_{ult} : Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite de 2 cm.

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers.

A_s : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\gamma_s = 1.15$.

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique du poteau calculé par l'équation 3.8.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{0.2 + (\frac{50}{\lambda})^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times (\frac{50}{\lambda})^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (3.8)$$

λ : l'élanement du poteau, calculé par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (3.9)$$

Où :

i : est le rayon de giration minimal

l_0 : est la longueur efficace de l'élément, qui peut être supposée égale à

$$l_0 = \beta \times l_w \quad (3.10)$$

avec :

l_w : hauteur libre de l'élément ;

β : coefficient qui dépend des conditions d'appui :

- Si le poteau est libre à une extrémité et encastré à l'autre $\beta = 2$;
- Si le poteau est articulé aux deux extrémités $\beta = 1$;
- Si le poteau est articulé à une extrémité et encastré à l'autre $\beta = \frac{1}{\sqrt{2}}$;
- Si le poteau est encastré aux deux extrémités $\beta = \frac{1}{2}$.

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

3.5.1 Descente des charges

La descente des charges consiste à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges et les surcharges verticales revenant sur les poteaux, ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Les surfaces d'influence du plancher revenant sur notre poteau plus chargé sont représentées dans la figure 3.5. On possède par calculer les charges permanentes reprises par ce poteau, et leur rajouter les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée dans le tableau 3.5.

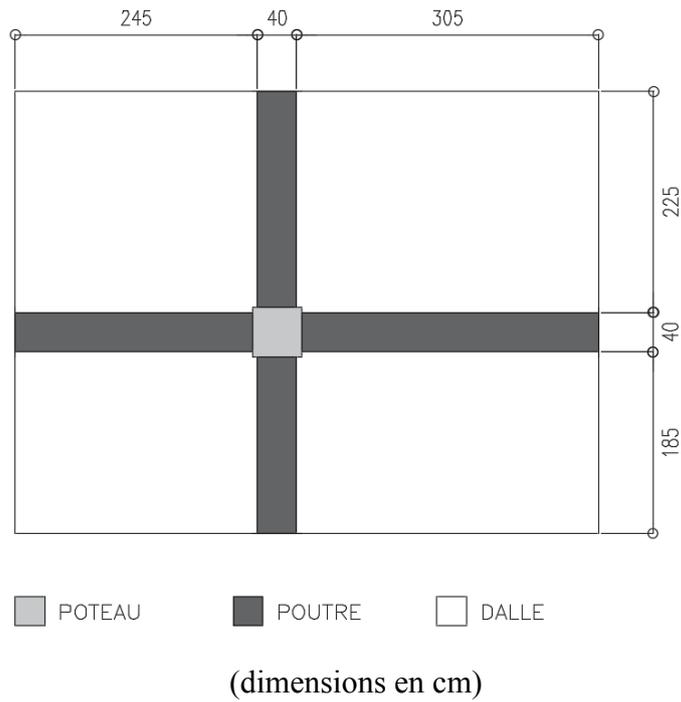


Figure 3.5 – Surface d’influence revenant sur le poteau plus chargé

Tableau 3.5 – Règle de dégression adoptée

Niveau	Dégression	Q (kN/m ²)
Sous la terrasse	Q_0	1
Sous le 5 ^{me} étage	$Q_0 + Q_1$	2.5
Sous le 4 ^{me} étage	$Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$	3.85
Sous le 3 ^{me} étage	$Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
Sous le 2 ^{me} étage	$Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
Sous le 1 ^{me} étage	$Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
Sous le RDC	$Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	10.37

Les charges et les surcharges sont résumées dans le tableau 3.6.

Pour : $\lambda = 14.85 \leq 35$ Donc : $\alpha = 0.82 \Rightarrow \bar{N}_u = 6386.3kN$

Donc l’inégalité 3.7 est vérifiée : $N_{ult} \leq \bar{N}_u$, et la section adoptée pour les poteaux sera $50cm \times 50cm$.

Tableau 3.6 – Efforts normaux par la descente des charges

Niveau	Éléments	G(kN)	N_G (kN)	Q (kN)	N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
Sous la terrasse	Plancher	188,76	266,71	26,55	399,8835	439,8719
	Poutre P	58,75				
	Poteau	19,2				
Sous le 5ème étage	Plancher	132,66	477,32	66,375	743,9445	818,339
	Poutre P	58,75				
	Poteau	19,2				
Sous le 4ème étage	Plancher	132,66	687,93	102,2175	1082,032	1190,235
	Poutre P	58,75				
	Poteau	19,2				
Sous le 3ème étage	Plancher	132,66	898,54	134,0775	1414,145	1555,56
	Poutre P	58,75				
	Poteau	19,2				
Sous le 2ème étage	Plancher	132,66	1109,15	161,955	1740,285	1914,314
	Poutre P	58,75				
	Poteau	19,2				
Sous le 1ème étage	Plancher	132,66	1319,76	185,85	2060,451	2266,496
	Poutre P	58,75				
	Poteau	19,2				
Sous le RDC	Plancher	132,66	1532,42	275,3235	2481,752	2729,927
	Poutre P	58,75				
	Poteau	21,25				

3.6 Escaliers

Un escalier est un élément constitué d'une suite de plans horizontaux (marches), suivant une ligne de pente, permettant de passer à pied d'un niveau vers un autre niveau.

Pour concevoir des escaliers préfabriqués, il faut prendre en compte le confort d'utilisateur, l'espace d'implémentation, ainsi que les contraintes de la fabrication et transport. Alors, les paramètres essentiels à déterminer sont :

- La hauteur de la marche h .
- Le nombre des contre marches N .
- La largeur de la marche g (la distance horizontale entre deux nez de marche successifs).
- L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos e .

3.6.1 Dimensions des marches

La formule de *Blondel* développé par Nicolas-François Blondel (1618-1686) présente une relation linéaire entre la hauteur de la marche h et la largeur de la marche g qui expriment les conditions de confort, de sécurité et de commodité pour un escalier. Elle est donnée par l'inégalité :

$$0.58 \text{ m} \leq g + 2 \times h \leq 0.64 \text{ m} \quad (3.11)$$

Les valeurs recommandées et extrêmes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7 – Hauteur et largeur recommandés et extrêmes des marches

	Valeurs recommandées	Valeurs extrêmes
$h(cm)$	16 à 20	21
$g(cm)$	26 à 30	26 à 36

Pour notre étude, on choisit la hauteur de la marche $h = 17 \text{ cm}$.

Par conséquent, le nombre des contre marches est :

Pour les escaliers du RDC :

$$N = \frac{\text{Hauteur du palier de repos}}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

Pour les escaliers des étages courants :

$$N = \frac{\text{Hauteur du palier du repos}}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

La formule de Blondel nous impose :

$$58 \text{ cm} \leq g + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm}$$

Soit :

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

Donc, on prend la largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$.

Enfin, les dimensions des marches sont :

$$\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

3.6.2 Largeur de la pailasse

Pour assurer le confort et la circulation des personnes, la largeur minimale des escaliers est fixée à 0.60 m. Pour notre cas d'étude, la largeur est égale à 1.12 m.

3.6.3 Épaisseur de la pailasse

L'épaisseur minimale de la pailasse est donnée par :

$$e \geq \max\left\{\frac{\text{Portée}}{30}, 10\text{cm}\right\} \quad (3.12)$$

Ou la portée est donnée par :

$$\text{Portée} = \frac{\text{Hauteur du palier du repos}}{\sin(\alpha)}$$

avec : $\alpha = \arctan\left(\frac{h}{g}\right)$

Pour notre cas, $\alpha = 30^\circ$. Alors la portée des escaliers est :

Chapitre 4 : Étude des éléments secondaires

4.1 Introduction

Les éléments secondaires ou les éléments non structuraux sont des éléments qui contribuent de façon négligeable à la reprise des efforts dans la structure. Le dimensionnement de ces éléments se fait sous l'effet des charges et surcharges verticales (permanentes et exploitation).

Ce chapitre est consacré au calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers.

4.2 Acrotère

L'acrotère est un mur de petite hauteur de protection le long du bord d'un toit, d'un pont ou d'un balcon. Il est fabriqué généralement en béton armé avec une épaisseur de 10 cm.

L'acrotère préfabriqué en béton peut être coulé en même temps avec la dalle préfabriquée pour former un seul élément, ou bien fabriquée séparément et assemblée avec le reste de la structure sur site (Fig.4.1).

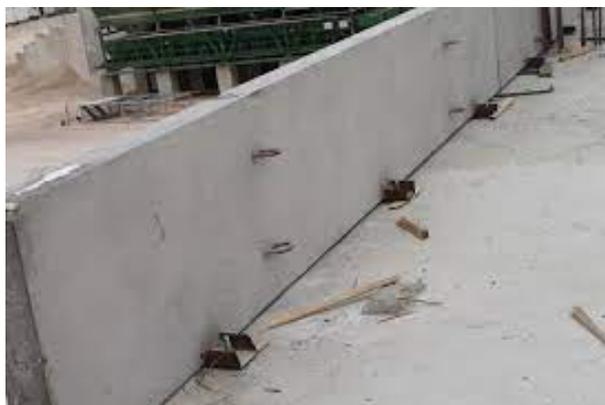


Figure 4.1 – Acrotère préfabriqué installé sur site

Le dimensionnement se fait en considérant l'acrotère comme une console de 1 m de largeur, encastrée à sa base.

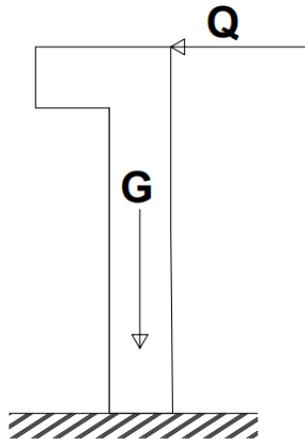


Figure 4.2 – Modélisation d’acrotère

4.2.1 Évaluations des sollicitations

L’acrotère est soumis à un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d’exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Tab.4.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau 4.1 – Charges agissant sur l’acrotère

Type de chargement	Charge (kN/ml)
G	1.80
Q	1.00

Les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 – Sollicitations agissant sur l’acrotère

Combinaisons	M(kN.m/ml)	N(kN/ml)	V(kN/ml)
ELU	0.90	2.43	1.50
ELS	0.60	1.80	1.00

4.2.2 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une section de $100\text{cm} \times 10\text{cm}$ soumise à une flexion composée, avec un enrobage de 2 cm. Les résultats du ferrailage longitudinal sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 – Résultats du calcul du ferrailage longitudinale d’acrotère

Combinaisons	$A_{s1}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{s2}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{sCNF}(\text{cm}^2/\text{ml})$
ELU	0.26	0.26	1.22
ELS	0.17	0.17	

Où :

A_{s1}, A_{s2} : Résultats du calcul du ferrailage longitudinal pour les deux nappes ;

A_{sCNF} : Ferrailage minimal pour satisfaire la condition de non-fragilité, calculé par l’équation :

$$A_{sCNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (4.1)$$

La section d’armature adoptée est la section minimale donnée par la condition de non-fragilité. Donc la section d’armatures longitudinales à adopter est 8HA8/ml (Fig.4.3).

4.2.3 Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \quad (4.2)$$

Si cette contrainte est inférieure à $\bar{\sigma}_u$ donnée par l’équation 4.3, aucun armatures transversales est ncessaire.

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(\frac{0.06 * f_{c28}}{\gamma_b}, 1.5\text{MPa}\right) \quad (4.3)$$

Dans le cas où les armatures transversales sont droites (perpendiculaires à la fibre moyenne), cette contrainte doit être inférieure à $\bar{\tau}_u$ donnée par :

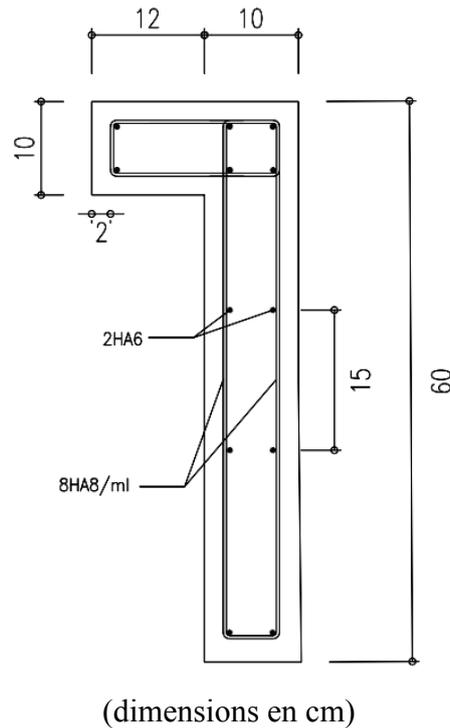


Figure 4.3 – Ferrailage de l'acrotère

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration non préjudiciable :} \\ \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \\ \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \end{array} \quad (4.4)$$

Application numérique :

Pour notre cas (fissuration préjudiciable) $\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$.

Or : $\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$. Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

4.2.4 Composante horizontale de la charge sismique

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (4.5)$$

Ou :

A : Coefficient d'accélération de zone donné par le RPA ;

C_p : Facteur de force horizontale ;

W_p : Poids de l'élément considéré.

Le ferrailage obtenu sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

est suffisant lorsque la condition suivante est remplie :

$$F_p \leq 1.5 \times Q \quad (4.6)$$

Application numérique :

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 1.8 \times 0.25 = 1.44kN.$$

Donc $F_p < 1.5 \times Q$: condition vérifiée.

4.3 Escaliers

Le calcul des escaliers préfabriqués en béton est similaire à celui des escaliers ordinaires. Ils sont calculés comme une poutre soumise à une flexion simple résultant des charges permanentes et des surcharges de d’exploitation. En plus, pour les escaliers préfabriqués, il faut bien étudier :

- La continuité des efforts dans les éléments des escaliers préfabriqués (volée, paliers) qui sont fabriqués séparément ensuite assemblés sur site.
- Le type d’appui aux extrémités, qui dépend de type d’assemblage utilisé.

Notre escalier repose sur des poutres de forme L aux extrémités des paliers. L’assemblage entre le palier et la poutre se fait par des tiges d’ancrage, calculées pour reprendre les efforts de traction et cisaillement. Pour cette raison, ils sont considérés comme des appuis doubles (Fig.4.4)

Le calcul se fait pour une section de $100cm \times 20cm$ soumise à une flexion simple, avec un enrobage de $3cm$.

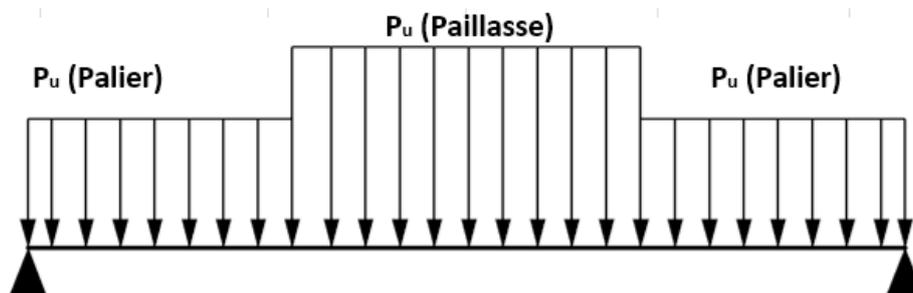


Figure 4.4 – Modélisation d’escalier

4.3.1 Évaluation des charges

Les tableaux ci-dessous regroupent respectivement les charges permanentes de la volée et du palier.

Tableau 4.4 – Charges permanentes sur 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 (béton armé)	20	25	7.75
Enduit de ciment	1,5	10	0,15
Enduit de plâtre	1,5	10	0,15
Poids marches	8,5	22	1,87
Total			9.11

Tableau 4.5 – Charges permanentes sur le 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 (béton armé)	20	25	7.75
Enduit de ciment	1,5	10	0,15
Enduit de plâtre	1,5	10	0,15
Total			7.24

Tableau 4.6 – Charges totales sur l’escalier

Type de chargement	Volée	Palier intermédiaire
$G(kN/m^2)$	9.11	7.24
$Q(kN/m^2)$	2.5	2.5

4.3.2 Évaluation des sollicitations

Le tableau suivant présente les sollicitations de calcul des escaliers du bâtiment étudié.

Tableau 4.7 – Sollicitations du calcul de l’escalier

Combinaisons	Moment ($kN.m/ml$)	Effort tranchant (kN/ml)
ELU	47.76	37.99
ELS	34.53	27.43

4.3.3 Calcul du ferrailage

Le tableau suivant présente le résultat du calcul du ferrailage longitudinal des escaliers du bâtiment.

Tableau 4.8 – Résultats du calcul du ferrailage longitudinale d’escalier

Combinaisons	$A_s(cm^2/ml)$	$A_{sCNF}(cm^2/ml)$
ELU	6,9	2.9
ELS	9,4	

Donc, la section des armatures longitudinales à adopter est 9HA12/ml. Avec des armatures de répartition d’une section au moins égale au quart de celle des armatures principales, ce qui va donner 6HA10/ml.

Des armatures longitudinales supérieures de section 5HA10/ml sont à prévoir comme des chapeaux dans la partie supérieure du palier pour supporter le moment négatif qui peut être présent durant levage.

4.3.4 Vérification de cisaillements

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par l'équation 4.2, donc :

$$\tau_u = \frac{37.99 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.223 \text{ MPa. Donc } \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ est vérifiée.}$$

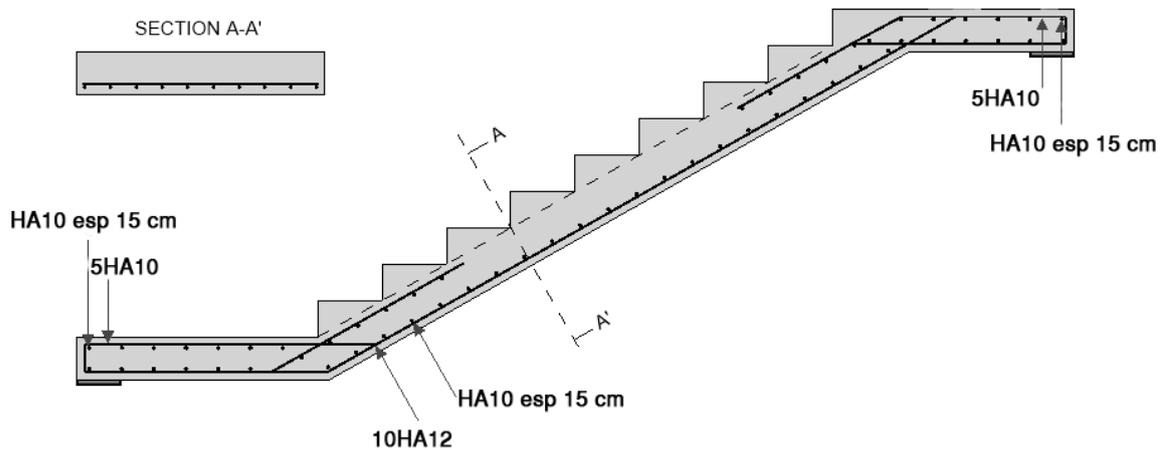
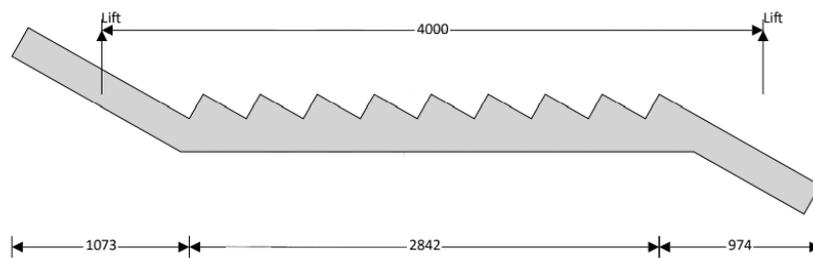


Figure 4.5 – Plan du ferrailage d'escalier

4.3.5 Vérification des efforts de levage

L'étude des efforts du levage consiste à vérifier que les armatures choisies sont suffisantes pour résister les efforts présents lors du levage initiale sur l'unité de la production et lors l'installation des escaliers sur chantier.



(dimensions en mm)

Figure 4.6 – Positionnement des points de levage

Le calcul se fait pour une résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (la résistance du béton lors du levage initiale). À titre de vérification, Le poids est majoré :

- de 20 % au minimum pour tenir compte des effets dynamiques et des effets du vent ;

- de 10 % en plus pour tenir compte de l'incertitude sur la répartition des efforts entre les points de levage.

La position des ancrs de levage est indiquée dans la figure 4.6. Les moments fléchissants et les armatures requises dans chaque zone sont données dans le tableau suivant :

Tableau 4.9 – Sollicitations présentes lors de levage initial d'escalier

Description	Moment($kN.m/ml$)	A_s nécessaire (cm^2/ml)	A_s actuelle (cm^2/ml)	Vérification
Mi-travée	27.28	7.1	10.18	Vérifiée
Appui (point de levage)	-2.33	1.8	3.93	Vérifiée

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous sommes intéressés à l'étude des éléments secondaires pour déterminer les efforts verticaux (charges permanentes et exploitation) nécessaires au ferrailage des éléments dits secondaires (acrotère et escaliers). Dans ce qui suit, nous allons aborder le dimensionnement du plancher.

Chapitre 5 : Planchers

5.1 Introduction

Contrairement aux planchers coulés sur place, les planchers préfabriqués doivent être capables de résister aux différentes charges et surcharges présentes pendant les phases de construction (levage, stockage, transport), et même avant le stade final d'exploitation.

Pour toutes ces raisons, ce présent chapitre est consacré à la présentation des principales considérations quant à la conception d'une dalle préfabriquée et aux différentes étapes de calcul.

5.2 Présentation du plancher

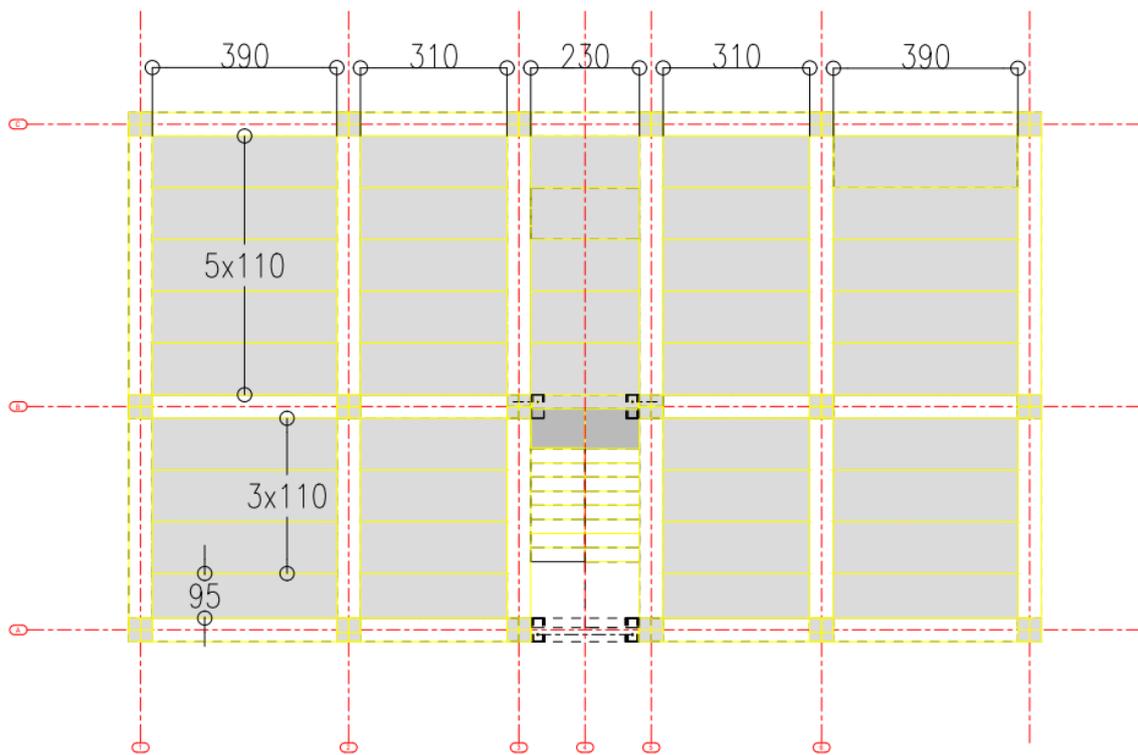
Le plancher étudié est constitué de 41 prédalles dont 37 ont une largeur 1.10 m et 4 une largeur 0.95 m avec une portée maximale est de 3.9 m (Fig.5.1).

La dalle, faisant l'objet de cette étude, comporte deux parties, une partie préfabriquée avec une épaisseur de 15 cm et une partie coulée sur site d'une épaisseur de 5 cm. Le béton de cette dernière est caractérisé par la même résistance à la compression que la partie préfabriquée. Une prédalle est considérée épaisse lorsque son épaisseur est supérieure à la moitié de l'épaisseur nominale totale. C'est exactement le cas de la prédalle étudiée.

La résistance du béton de la partie coulée sur place peut être inférieure à la résistance de la partie préfabriquée, mais elle doit être supérieure à 25 MPa. Dans ce cas, la section est considérée comme composite et nécessite une vérification de contrainte dans chaque partie.

Les armatures principales sont placées dans la partie préfabriquée (inférieure). La partie coulée sur place contient des armatures éventuelles pour (Fig.5.2) :

- supporter le moment négatif dans les appuis (chapeaux);
- résister l'effort tranchant présent dans les joints entre prédalles;
- supporter les efforts de retrait et reprise au cours du coulage du béton.



(dimensions en cm)

Figure 5.1 – Répartition des prédalles sur le plancher

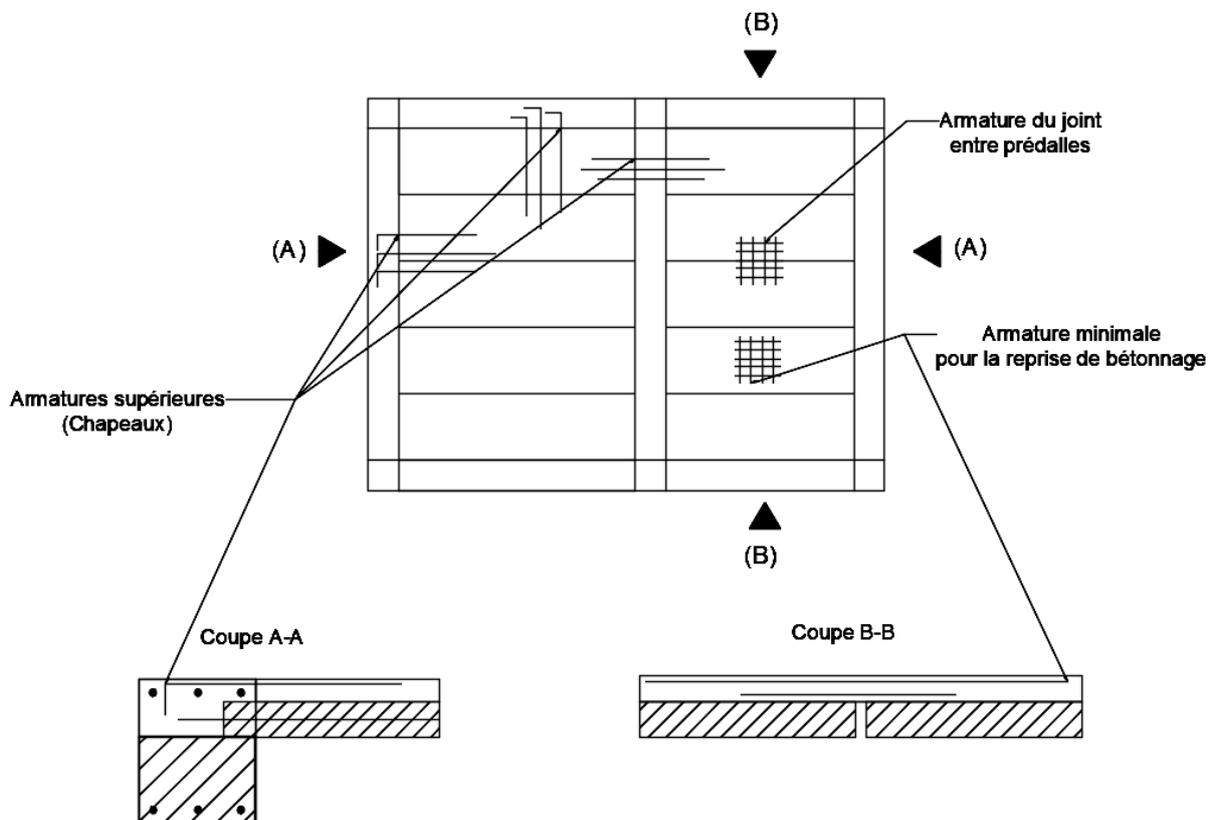


Figure 5.2 – Disposition du ferrailage de la chape

5.3 Évaluation des sollicitations au stage d'exploitation

Les charges permanentes et d'exploitation ont été calculées plus haut (§3.4). À propos des sollicitations, elles sont évaluées pour une section de rectangulaire ($100\text{cm} \times 20\text{cm}$) où l'épaisseur à prendre est l'épaisseur totale de la dalle (partie préfabriquée + partie coulée sur place). La modélisation de la dalle est représentée par la figure ci-après.

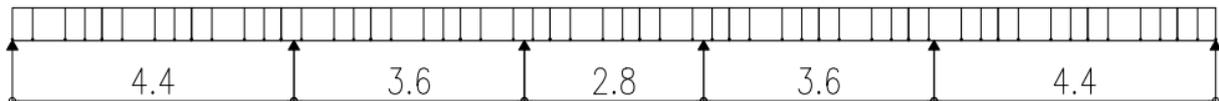


Figure 5.3 – Modélisation de la dalle

Les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 – Sollicitations pour le calcul de la prédalle

Combinaisons	Moment ($kN.m/ml$)		Effort tranchant (kN/ml)
	Mi-travée	Appui	
ELU	32,42	-39,78	54.81
ELS	23,84	-29,25	40.31

5.4 Calcul du ferrailage

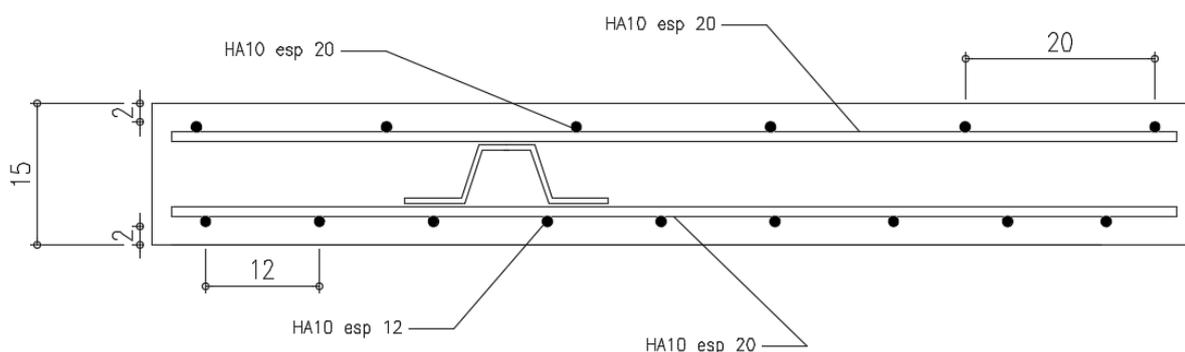
La section est soumise à une flexion simple (enrobage de 2cm). La fissuration est considérée comme étant préjudiciable. Le tableau suivant présente Les résultats du calcul des armatures principales.

Tableau 5.2 – Résultats du calcul du ferrailage longitudinales de la prédalle

Combinaisons	$A_{inf}(cm^2/ml)$	$A_{sup}(cm^2/ml)$	$A_{sCNF}(cm^2/ml)$
ELU	4,4	5,4	2.8
ELS	5,9	7,3	

Pour les armatures principales inférieures, on choisit un ferrailage de 8HA10/ml avec des armatures de répartition de 5HA10/ml, et pour les armatures principales supérieures, un ferrailage de 10HA10/ml avec des armatures de répartition de 5HA10/ml.

Des armatures longitudinales supérieures de section 5HA10/ml sont à prévoir comme une deuxième nappe dans la partie supérieure de la prédalle pour supporter le moment négatif qui peut être présent durant les phases de construction.



(dimensions en cm)

Figure 5.4 – Ferrailage de la partie préfabriquée

5.5 Vérification du monolithisme

La vérification du monolithisme des planchers prédalles est conduite à l'état limite ultime par le calcul de la contrainte de cisaillement à la surface entre la partie préfabriquée et la partie coulée sur place (Fig.5.5). Cette contrainte est déterminée à l'État Limite Ultime en appliquant le principe de *cisaillement-frottement* conformément à la norme européenne *Eurocode 2* [35].

5.5.1 Cisaillement-frottement

La théorie du *cisaillement-frottement* (Shear-Friction) suppose que la résistance au cisaillement d'une interface béton-béton soumise simultanément à des forces de cisaillement et de compression est assurée seulement par le frottement. Un simple "modèle en dents de scie" est généralement adopté pour illustrer les principes de base de cette théorie. L'influence de l'armature de cisaillement traversant l'interface et les contraintes normales au plan de cisaillement sont considérées.

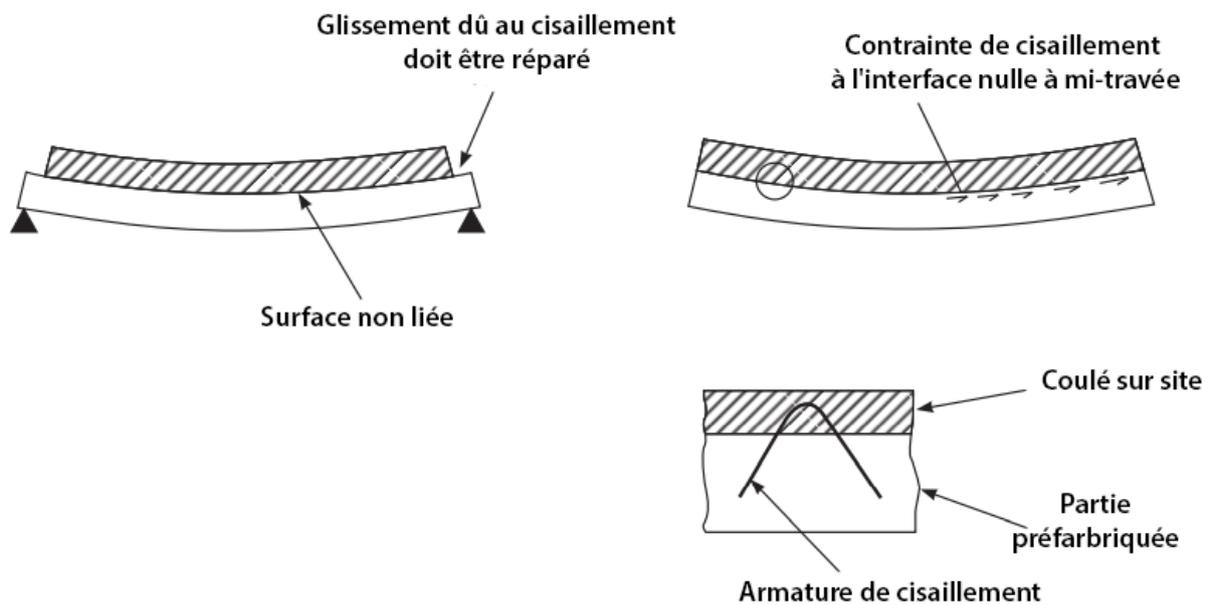


Figure 5.5 – Contraintes et forces de cisaillement à l'interface d'éléments composites

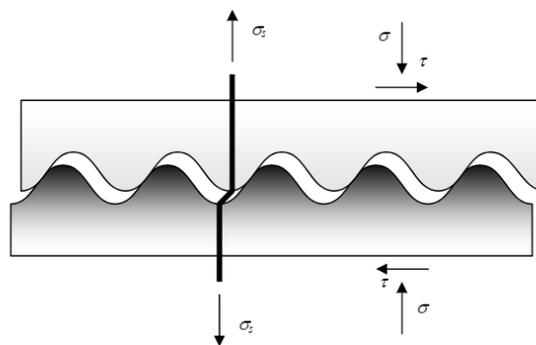


Figure 5.6 – Cisaillement-frottement

Plusieurs expressions ont été proposées pour déterminer la contrainte ultime de cisaillement longitudinal à l'interface béton-béton. L'un des modèles plus récent est le modèle de *Randl 1997*[24], ou il a proposé une expression de calcul qui inclut explicitement la contribution de : la cohésion, liée à la contribution de l'emboîtement entre les granulats ; le frottement, lié à la contribution due au glissement relatif longitudinal entre les parties en béton et donc influencée par la rugosité de la surface et la contrainte normale à l'interface de cisaillement ; et l'action des armatures, liée à la contribution de la résistance à la flexion de l'armature de cisaillement traversant l'interface.

L'équation de *Randl* est donné par :

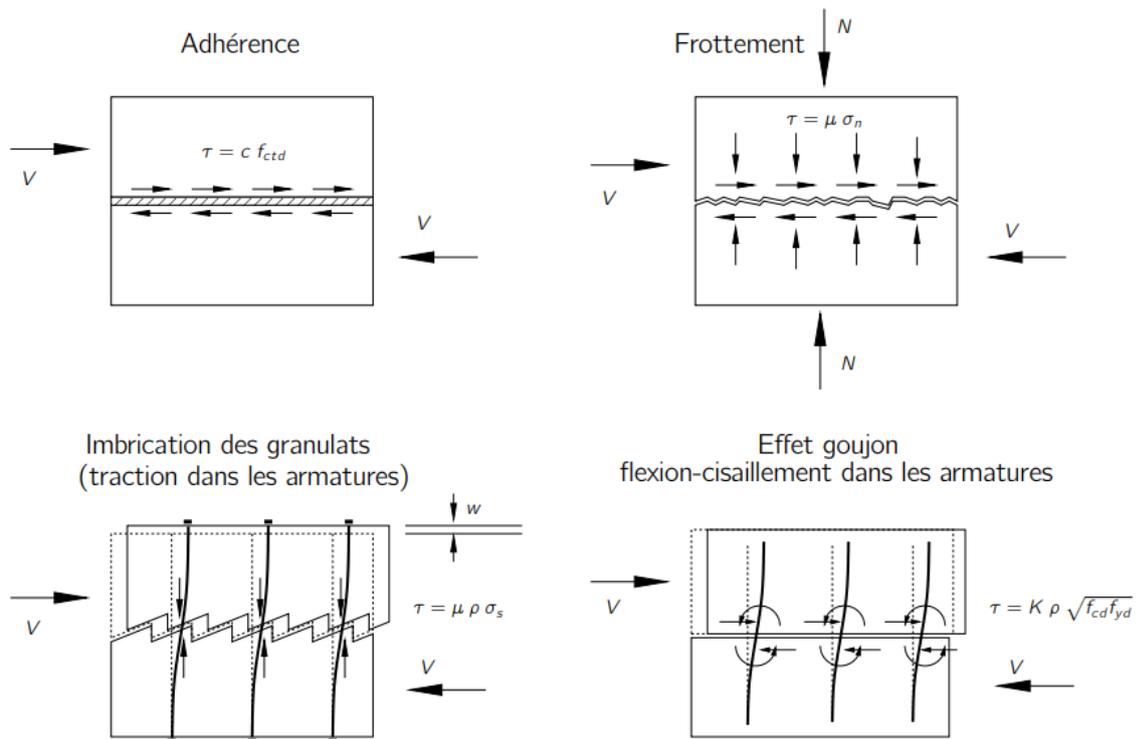


Figure 5.7 – Mécanismes de reprise des efforts de cisaillement

$$v_u = c f_c^{1/3} + \mu(\sigma_n + \rho k f_y) + \alpha \rho \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq \beta v f_c \quad (5.1)$$

Où :

v_u : contrainte longitudinale ultime de cisaillement à l'interface ;

μ : coefficient de friction ;

ρ : pourcentage d'armatures ;

f_y : limite élastique d'armatures ;

σ_n : contrainte normale sur l'interface due aux charges extérieures ;

k : coefficient d'efficacité lié au renforcement ;

f_c : résistance à la compression du béton ;

c : coefficient de cohésion ;

α : coefficient de l'action des armatures ;

β : rapport de l'effort normal (longitudinal) dans le béton, il est pris égale à 1 ;

v : facteur de réduction de la résistance de l'effort normal (longitudinal) dans le béton.

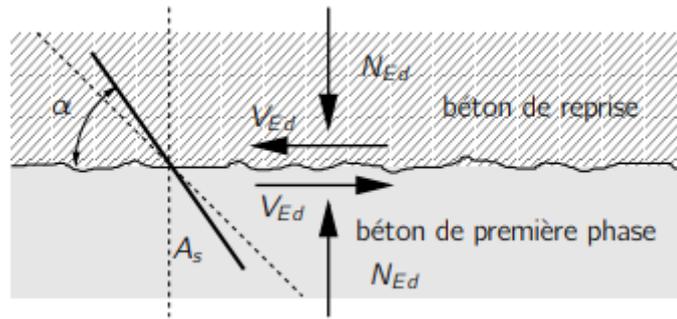


Figure 5.8 – Efforts à l’interface du béton de première phase et béton de reprise

Cette équation a été modifiée et introduite dans plusieurs codes de calcul (ACI 318, CEB-FIB, Eurocode 2...). L’équation suivante présente la vérification imposée par Eurocode 2 à l’interface entre des bétons coulés à des dates différentes.

$$V_{Edi} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{z \times b_i} \leq V_u = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \quad (5.2)$$

Ou :

V_{Edi} : valeur de la contrainte de cisaillement à l’interface ;

V_{Ed} : effort tranchant transversal ;

z : bras de levier des forces internes de la section composite ;

b_i : largeur de l’interface (Fig.5.9) ;

k : coefficient d’efficacité lié au renforcement ;

c et μ : coefficients qui dépendent de la rugosité ;

$$\rho := A_s / A_i,$$

A_s : aire de la surface des armatures traversant l’interface, armatures d’effort tranchant comprises ;

A_i : aire du joint ;

α : angle entre les armatures et l’interface, $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

f_{ctd} : résistance du béton de calcul en traction, calculé à partir l’équation 3.16 de Eurocode 2[35].

Selon Eurocode 2, les surfaces sont classées en très lisses, lisses et rugueuses, conformément aux exemples suivants :

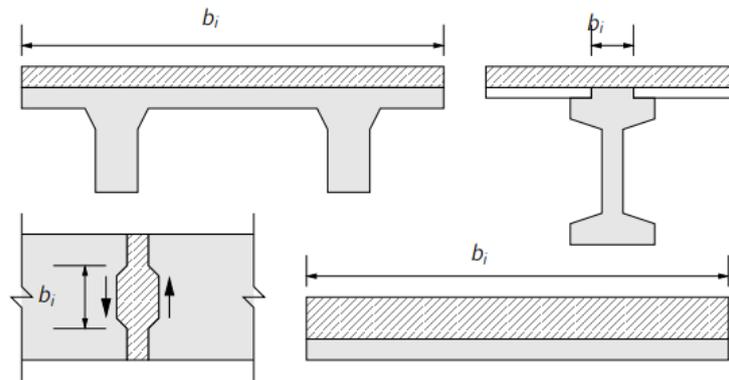


Figure 5.9 – Exemples de surfaces de reprise

- Très lisse : surface coulée au contact de moules en acier, en matière plastique, ou en bois traité spécialement : $c = 0,025$ à $0,10$ et $\mu = 0,5$.
- Lisse : surface réalisée à l'aide de coffrages glissants ou surface extrudée ou surface non coffrée laissée sans traitement ultérieur après vibration : $c = 0,20$ et $\mu = 0,6$.
- Rugueuse : surface présentant des aspérités d'au moins 3 mm de haut espacées d'environ 40 mm, obtenues par striage, lavage direct ou toute autre méthode donnant un comportement équivalent : $c = 0,40$ et $\mu = 0,7$.

5.5.2 Vérification de la contrainte de cisaillement à l'interface

L'interface entre les deux parties préfabriquées et coulées sur place doit vérifier l'inégalité 5.2. La surface est supposée lisse, donc les coefficients de la rugosité sont $c = 0.2$ et $\mu = 0.6$.

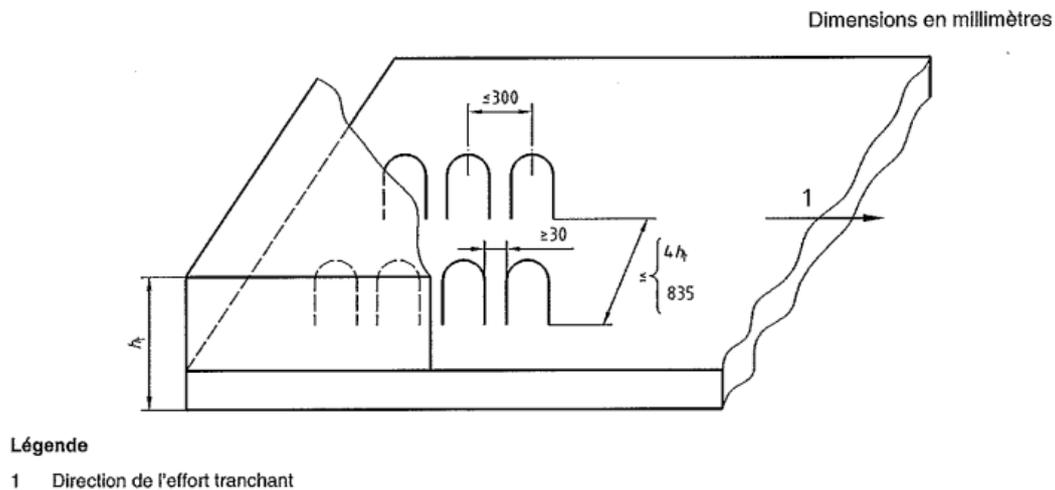
Les armatures de coutures jouent le rôle des armatures transversales qui assure la liaison entre les bétons coulés à des dates différentes. Elles sont réparties par zones de pas constant le long de la prédalle.

Les paramètres de l'inégalité 5.2 pour notre cas plus défavorable sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.3 – Les données de la vérification de monolithisme

$V_{Ed}(kN)$	$z(m)$	$b_i(m)$	k	c	μ	$A_s(cm)$	$\rho(\%)$	$\alpha(deg)$	$f_{cta}(MPa)$
54.81	0,18	1,1	1	0,2	0,6	0,50	2,53	90	1,8

On trouve que $V_{Edi} = 0.3MPa \leq V_u = 0.49MPa$. Donc la condition de monolithisme est vérifiée. La répartition des armatures de couture est donnée par la figure qui suit.



(dimensions en mm)

Figure 5.10 – Répartition des armatures de couture

5.6 Ancrage des armatures

5.6.1 Appui simple d'about

La longueur minimale du bord de prédalle qui repose sur l'appui p est de 20 mm. La longueur nominale minimale de l'appui l_a doit assurer l'ancrage des armatures principales et doit être inférieur à a (Fig.5.11).

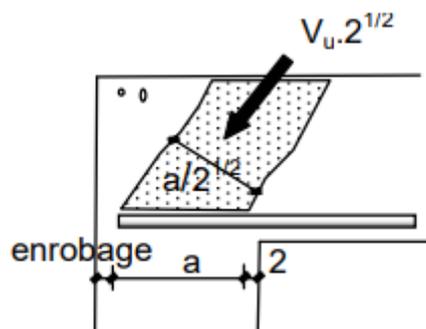


Figure 5.11 – Bielle comprimée

L'encrage est réalisé (Fig.5.12) :

- à l'intérieur de la prédalle (type 1) ;

- par l'armature qui dépasse des bords de la prédalle (type 2);
- au moyen d'une armature supplémentaire dans la dalle rapportée de la prédalle préfabriquée (type 3).

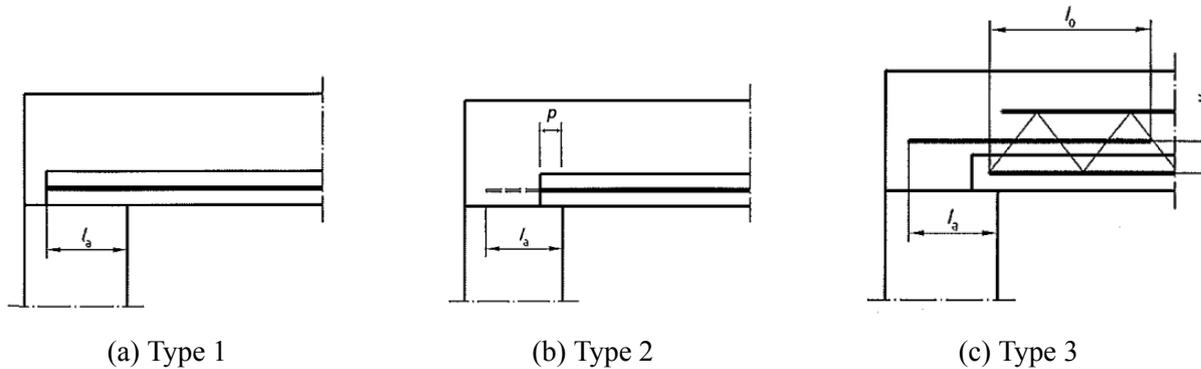


Figure 5.12 – Ancrage de la prédalle sur l'appui

La longueur nominale minimale de l'appui l_a est calculée utilisant la formule suivante :

$$l_a = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_e}{\sigma_s} \quad (5.3)$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} \quad (5.4)$$

Où :

φ : diamètre des armatures ;

σ_s : contrainte d'adhérence ;

ψ : coefficient de scellement, égale à 1 pour les ronds lisses et 1.5 pour les armatures hautes adhérences.

Application numérique :

On trouve que $l_a = 31\text{cm} < a = 45\text{cm}$.

Par la suite, les deux conditions suivantes sont à vérifier :

- Compression dans la bielle : il faut vérifier que la contrainte dans le béton créée par l'effort V_u incliné de 45° ne dépasse pas la contrainte limite du béton (équation.5.5) :

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b} \leq 0.8 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (5.5)$$

Application numérique :

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b} = 0.35 \text{MPa} \leq 0.8 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 21.3 \text{MPa} \text{ est vérifiée.}$$

- Effort V_u dans la section A_s sur appui : la section d'acier A_s doit résister à l'effort V_u (équation.5.6) :

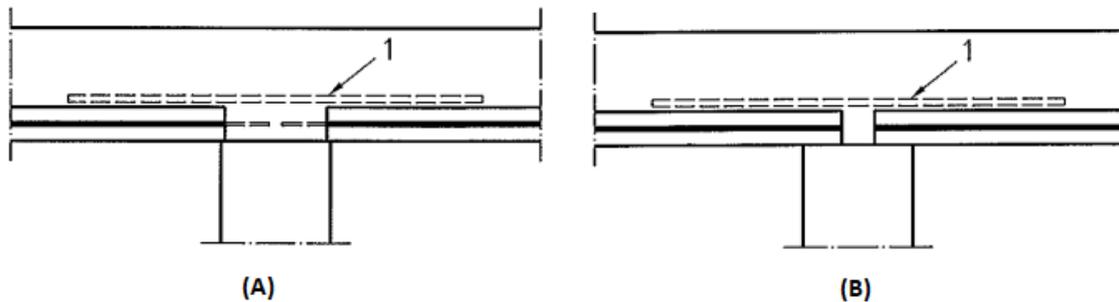
$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} \quad (5.6)$$

Application numérique :

$$A_s = 6.28 \text{cm}^2 \geq \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = 1.26 \text{cm}^2 \text{ est vérifiée.}$$

5.6.2 Appui intermédiaire

Comme pour l'appui d'about, l'encrage est réalisé à l'intérieur de la dalle ou par des armatures qui dépassent les bords de la prédalle (Fig.5.13). Il convient de vérifier l'ancrage des armatures dépassantes de chaque côté de l'appui, la compression dans la bielle et la section d'armature.



Légende

1 Armature supplémentaire éventuelle

- (A) : Ancrage par armature dépassante ;
- (B) : Ancrage à l'intérieur de la prédalle

Figure 5.13 – Ancrage de la prédalle sur appui intermédiaire

L'ancrage est calculé par l'équation 5.3, il doit être inférieur à a (Fig.5.14). Pour ce cas, $l_a = 31 \text{cm} < a = 44 \text{cm}$.

- La vérification de la compression dans le béton se fait en utilisant l'équation suivante :

$$\frac{R_u}{a \times b} \leq 1.3 \times \frac{f_{ci}}{\gamma_b} \quad (5.7)$$

$$\text{Avec : } R_u = |V_{u\text{gauche}}| + |V_{u\text{droite}}| \quad (5.8)$$

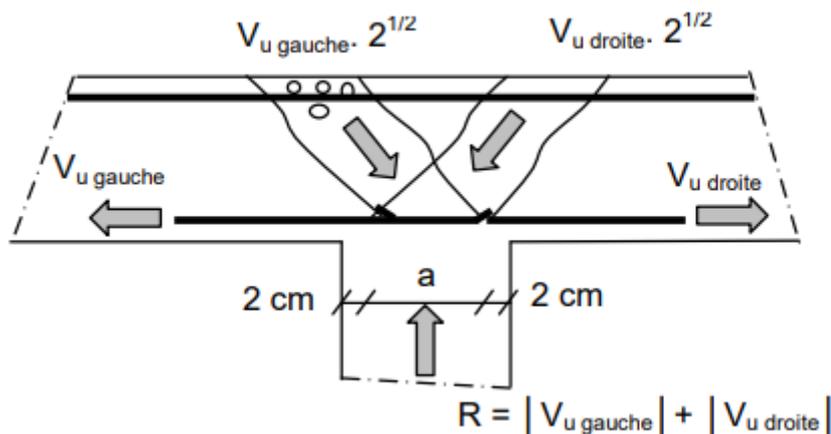


Figure 5.14 – Bielle comprimée sur appui intermédiaire

Application numérique :

$$\frac{R_u}{a \times b} = 0.34MPa \leq 1.3 \times \frac{f_{ci}}{\gamma_b} = 34.6MPa \text{ est vérifiée.}$$

- La vérification de la section d'acier à gauche et à droite de l'appui se fait en prenant en compte le moment présent sur appui. Cela est résumé dans l'expression suivante :

$$A_s \geq \frac{|V_u| - \frac{|M_u|}{0.9d}}{f_e/\gamma_s} \quad (5.9)$$

Application numérique :

$$A_s = 6.28cm^2 \geq \frac{|V_u| - \frac{|M_u|}{0.9d}}{f_e/\gamma_s} = 1.23cm^2 \text{ est vérifiée.}$$

5.7 Joints entre prédalle

La transmission des efforts tranchants dans les joints peut être réalisée de différentes manières. La Figure 5.15 représente trois types principaux d'assemblages. Dans le cas des planchers supportant une charge uniformément répartie, cet effort de cisaillement par unité de longueur

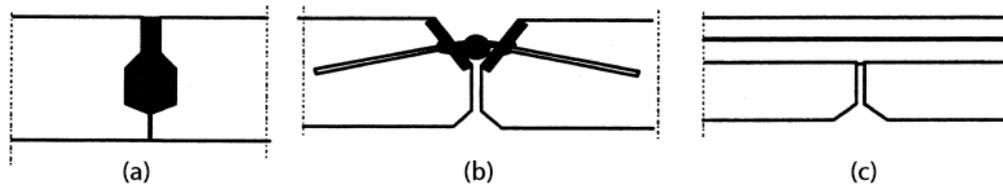
peut être pris égal à :

$$v_{Ed} = \frac{q_{Ed} \times b_e}{3} \quad (5.10)$$

Où :

q_{Ed} : est la valeur de calcul de la charge d'exploitation [kN/m^2];

b_e : est la largeur de l'élément.



- (a) Joints coulés en place ;
- (b) Assemblages soudés ou boulonnés ;
- (c) Dalle de compression armée, coulée en place.

Figure 5.15 – Exemples de joints assurant la transmission des efforts tranchants

La détermination des armatures d'effort tranchant nécessaire se fait par l'expression 5.11 :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\sigma_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (5.11)$$

A_t : section d'armatures transversales ;

σ_u : contrainte tangente calculée par l'équation 4.2 ;

s_t : espacement entre armature transversal ;

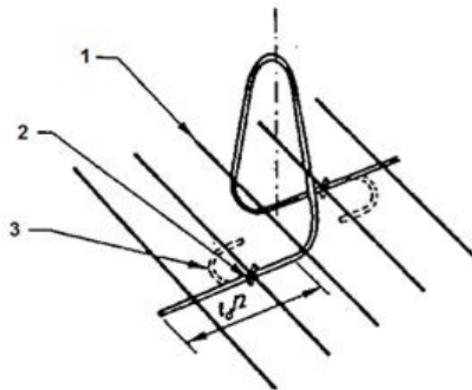
k : égale à 1 s'il n'y a pas de reprise de bétonnage ou si celle-ci est traitée, sinon $k = 0$ s'il y a une reprise de bétonnage non traitée.

Notre choix s'est porté pour des armatures 4HA10/ml perpendiculaires au joint avec des armatures de répartition 4HA8/ml.

5.8 Vérification des efforts de levage

Le levage initial sur l'unité de production et la pose des prédalles sur chantier ne doivent ni endommager les prédalles ainsi que les boucles de levage.

Les espacements entre les points de levage sont choisis d'une manière d'assurer la sécurité et justifier la résistance dans les deux sens de la prédalle. Les boucles de levage doivent être ancrées sous les armatures principales, enserrer l'une d'elle et être liée à ces dernières.



- (1) Armature principale enserrée par la boucle
- (2) Ligature
- (3) Crochet éventuel

Figure 5.16 – Encrage d'une boucle de levage droite sous les armatures

La résistance caractéristique à la compression du béton est égale à 25 MPa au moment de levage initiale sur l'usine.

Le schéma présenté dans la figure 5.17 donne la position des boucles de levage utilisées dans le cadre de cette étude ainsi que le diagramme du moment fléchissant dans les deux sens. Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-après où la section nécessaire est calculée à ELS avec une fissuration considérée comme préjudiciable.

Tableau 5.4 – Sollicitations lors de levage de prédalle sur le sens longitudinal

Description	Moment ($kN.m/ml$)	A_s nécessaire (cm^2/ml)	A_s actuelle (cm^2/ml)	Vérification
Mi-travée	2.14	1.8	6.28	Vérifiée
Appui (point de levage)	-2.58	1.8	3.93	Vérifiée

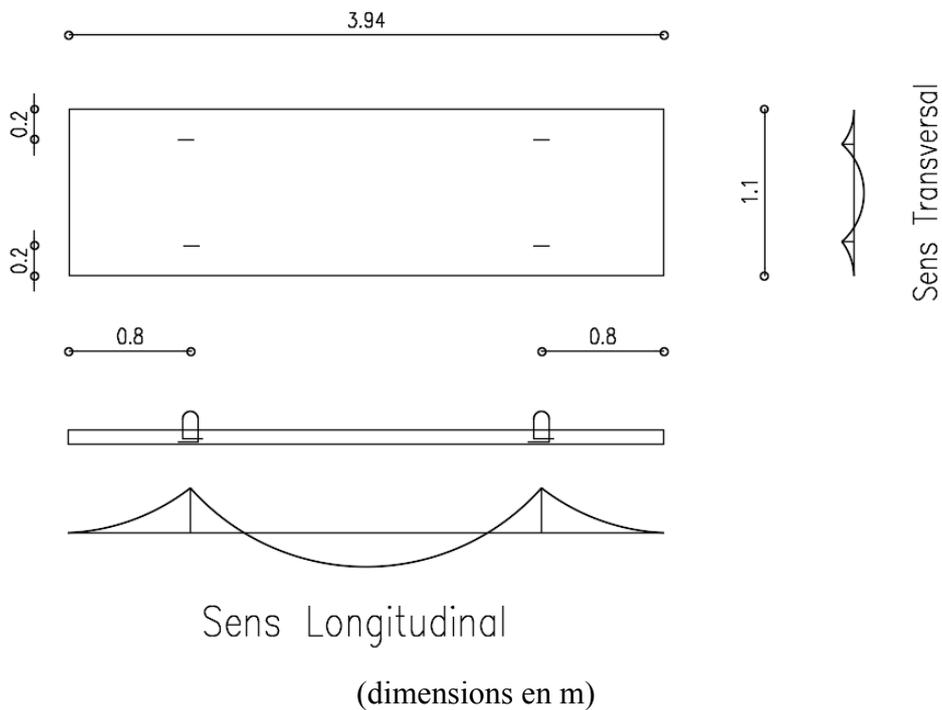


Figure 5.17 – Positionnement des boucles de levage

Tableau 5.5 – Sollicitations lors de levage de prédalle sur le sens transversal

Description	Moment($kN.m/ml$)	A_s nécessaire (cm^2/ml)	A_s actuelle (cm^2/ml)	Vérification
Mi-travée	0.24	1.8	6.28	Vérifiée
Appui (point de levage)	-1.11	1.8	3.93	Vérifiée

5.9 Vérification des efforts de stockage

Durant la période de stockage, les prédalles peuvent être empilées les unes sur les autres. En cas d'empilage, les éléments de calage doivent respecter un alignement vertical. En plus, l'aire de stockage doit être stable et plane de manière que les prédalles ne soient pas soumises à des efforts parasites (Fig.5.18).

La vérification de résistance se fait sous poids propre de la prédalle seul. Les valeurs des moments fléchissants et la vérification sont présentées dans le tableau 5.6 ou la section nécessaire est calculée à ELS avec une fissuration considérée comme préjudiciable.

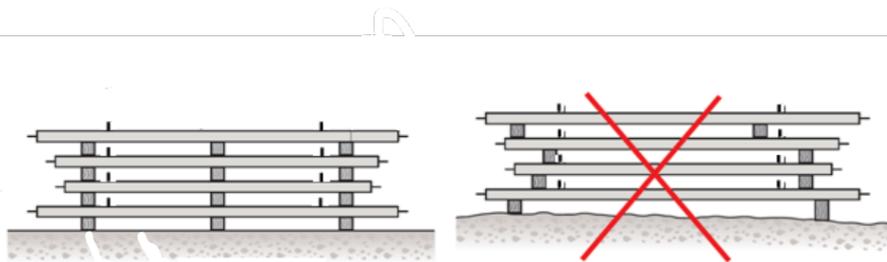
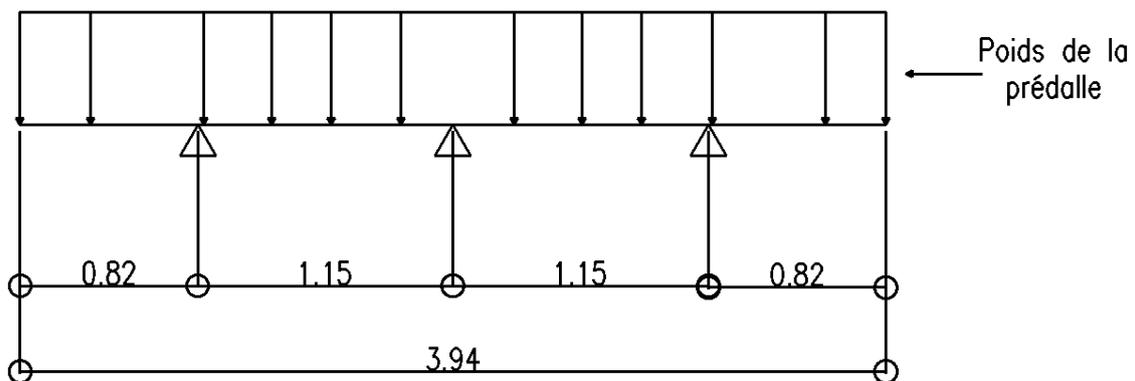


Figure 5.18 – Conditions de stockage de prédalle



(dimensions en m)

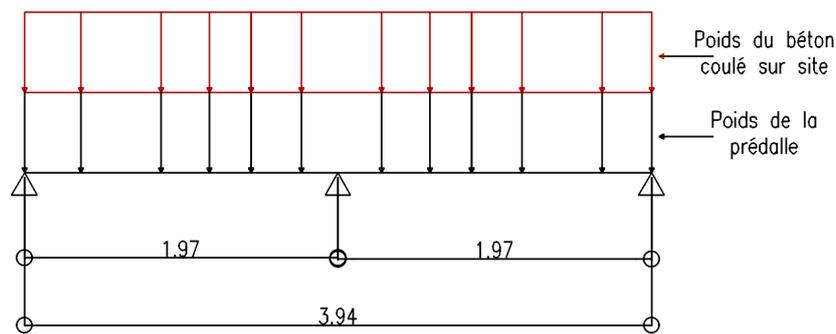
Figure 5.19 – Position des appuis lors du stockage

Tableau 5.6 – Vérification des sollicitations lors de stockage de la prédalle

Description	Moment ($kN.m/ml$)	A_s nécessaire (cm^2/ml)	A_s actuelle (cm^2/ml)	Vérification
Mi-travée	0.26	1.8	6.28	Vérifiée
Appui	-2.11	1.8	3.93	Vérifiée

5.10 Vérification des efforts au moment de la mise en place du béton

Au moment de la mise en place du béton, les prédalles reposent sur des étaielements placés avec une distance maximale de $25 \times e_p$ (Fig.5.20). Les charges présentes sont le poids total de la dalle qui comprend la partie préfabriquée et la partie coulée sur place.



(dimensions en m)

Figure 5.20 – Position des étaielements

Tableau 5.7 – Vérification des sollicitations de la mise en place du béton

Description	Moment($kN.m/ml$)	A_s nécessaire (cm^2/ml)	A_s actuelle (cm^2/ml)	Vérification
Mi-travée	1.75	1.8	6.28	Vérifiée
Appui	-3.14	1.8	3.93	Vérifiée

5.11 Vérification de cisaillement

Si la contrainte de cisaillement du béton calculée par l'équation 4.2 est inférieure à $\bar{\tau}_u$ donnée par l'équation 5.12, aucune armature d'effort tranchant (armature perpendiculaire au feuillet moyen de la dalle) n'est à prévoir.

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{ci}}{\gamma_b} \quad (5.12)$$

Donc : $\tau_u = \frac{54.81 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0,3132 MPa$. Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

5.12 Conclusion

Dans ce chapitre, l'étude d'un plancher préfabriqué a été traitée où nous avons insisté sur les différences qui existent entre un plancher ordinaire et un plancher coulé sur place.

Le chapitre suivant est dédié à l'étude dynamique de l'ouvrage. À cet effet, nous avons choisi le cas le plus défavorable, c'est-à-dire une zone de forte sismicité, tout en sachant que ce type de construction n'est pas autorisé dans pareille zone.

Chapitre 6 : Étude Dynamique

6.1 Introduction

Le comportement dynamique des structures préfabriquées, en particulier face aux actions sismiques, a toujours suscité l'intérêt des ingénieurs chargés d'édifier des constructions parasismiques, surtout en zones de forte sismicité. Cependant, certains pays ont considéré l'utilisation du béton préfabriqué dans les structures parasismiques avec caution, en raison de leur mauvais comportement lors de séismes majeurs (séisme de Bhuj, Inde, 2001 et séisme de 2010 au Chili).

Ce mauvais comportement est, en grande partie, dû à l'étude inadéquate des éléments ductiles, à l'action insuffisante des diaphragmes, au manque de séparation des éléments non structuraux et la structure[13].

Aujourd'hui, les normes de calcul tiennent compte de cette vulnérabilité et présente des spécifications pour les structures préfabriquées soumises à l'action des séismes.

Ce chapitre présente les caractérisations et les exigences du calcul dynamique d'un portique autostable en béton préfabriqué.

6.2 Modélisation

Le bâtiment étudié comporte 6 niveaux (R+5). Il est contreventé par des portiques en béton armé suivant les deux directions principales.

Pour l'étude dynamique, la masse à prendre en considération comporte les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. La surcharge d'exploitation est minorée (coefficient de pondération β) pour tenir compte du fait, que lors d'un séisme, la totalité de cette dernière n'est vérifiée.

Le poids total de la structure, à chaque niveau i , est égal à :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (6.1)$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad (6.2)$$

Avant modéliser une structure préfabriquée, il faut tout d'abord :

- identifier le rôle des différents éléments de la structure, qui résistent simultanément aux charges gravitaires et aux actions sismiques de ceux qui résistent seulement aux charges gravitaires ;
- déterminer la participation des assemblages dans la dissipation d'énergie dans la structure.

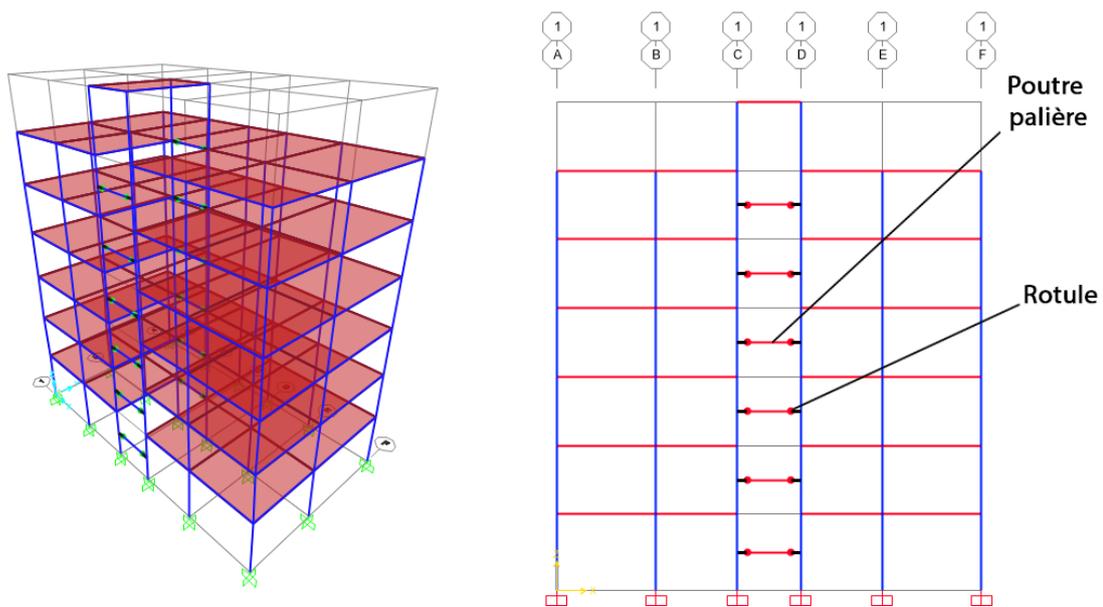


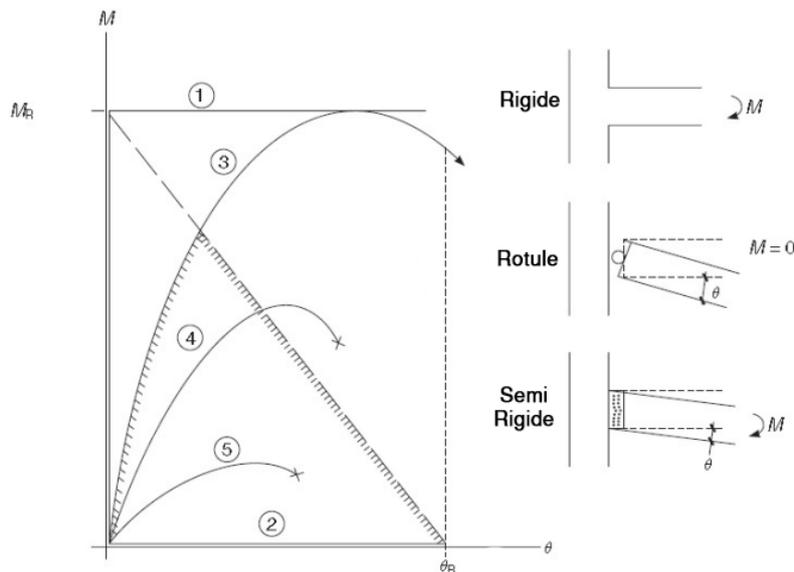
Figure 6.1 – Modélisation 3D de la structure

6.2.1 Modélisation des assemblages

Le dimensionnement des assemblages représente le point le plus important dans la conception parasismique des bâtiments préfabriqués, vu que le comportement de la structure est contrôlé par la capacité des assemblages à résister et à transférer les efforts d'un élément à l'autre, et par le type de sollicitations présent dans la connexion.

Dans notre étude, les assemblages situés dans des zones critiques et qui peut engendrer des efforts sismiques sont :

- Connexions Poteau-Poutre ;
- Connexion Poteau-Fondation.



- (1) Rigide parfait
- (2) Rotule parfait
- (3) Rigide réel
- (4) Semi-Rigide
- (5) Rotule réelle

Figure 6.2 – Classification des assemblages d'une construction préfabriquée

La classification de la rigidité d'un assemblage se fait à la base de sa performance vis-à-vis aux rotations qui peut l'engendrer. Plusieurs programmes de recherches ont été établis pour étudier le comportement des assemblages aux efforts cycliques (principalement les efforts sismiques). Ces programmes comparent la performance des échantillons des assemblages préfabriqués aux celle des assemblages monolithiques équivalents pour former par la suite une hypothèse sur la rigidité d'assemblage.

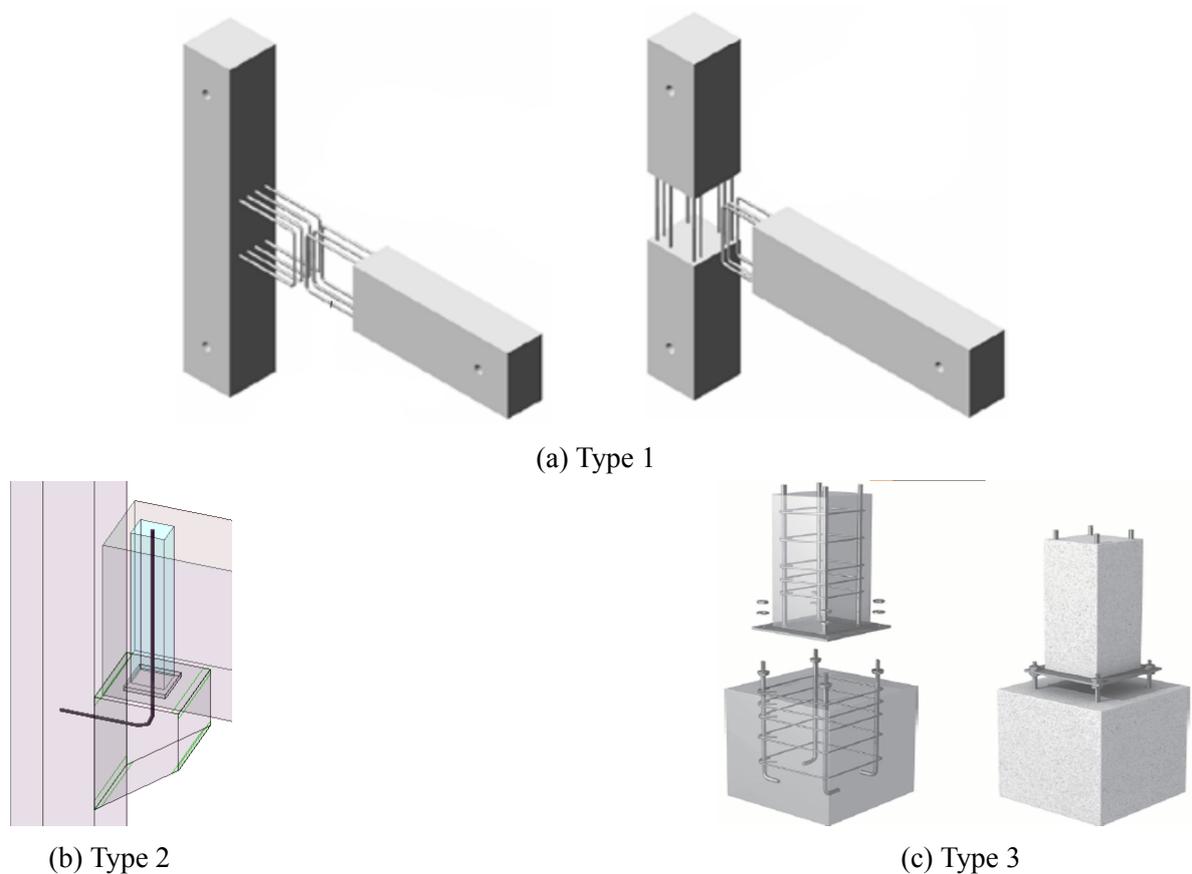


Figure 6.3 – Présentation des assemblages dans les zones critiques

Tableau 6.1 – Modélisation des assemblages

Connection	Type	Hypothèses	Remarques
Type 1	Poteau-poutre	Rigide	L'assemblage est conçu comme un nœud coulé sur place, avec un dimensionnement approprié, sa performance surpasse un nœud ordinaire.
Type 2	Poteau-poutre	Rotule	Ce assemblage est supposé comme rotule. Malgré la tige possède une résistance au moment, mais il reste très faible dans les zones de fort sismicité.
Type 3	Poteau-fondation	Encastrement	Encastrement assurer par brochage ou fut d'encuvement.

6.3 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement R est un facteur réducteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces obtenues par une analyse linéaire afin de tenir compte de la réponse non linéaire d'une structure. Ce coefficient est lié au matériau, au système structural et aux méthodes de dimensionnement.

Le RPA ne donne pas une recommandation sur la valeur de R pour une structure préfabriquée. D'autre part, Eurocode 8 présente une règle particulière pour la détermination de R pour une construction préfabriquée. Pour cela, la valeur choisie de R sera la valeur minimale entre le coefficient de comportement du RPA (R_{RPA}) et celui d'Eurocode 8 (q_p).

Le coefficient de comportement de Eurocode 8 pour une construction préfabriquée est donnée par l'expression 6.3 :

$$q_p = k_p \times q \quad (6.3)$$

$$\text{Avec : } q = q_0 \times k_w \geq 1.5 \quad (6.4)$$

Où :

q_0 : valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation. Pour les systèmes à ossatures à plusieurs travées, de plusieurs étages $q_0 = 3.9$;

k_w : coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs. Pour les ossatures $k_w = 1$;

k_p : coefficient de réduction dépendant de la capacité de dissipation d'énergie des structures préfabriquées. Pour les structures dont les assemblages se trouvent dans des zones critiques $k_p = 1$, pour les structures avec d'autres types d'assemblages $k_p = 0.5$.

Enfin, les valeurs des coefficients de comportement et le choix adopté sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.2 – Choix du coefficient de comportement

Règlement	RPA	Eurocode 8	Valeur Choisie
Coefficient de comportement	3.5	3.9	3.5

6.4 Méthodes du calcul de l'action sismique

La détermination de l'effort tranchant à la base est basée sur trois méthodes ou le choix de la méthode est fait en fonction de la nature de la structure. Ces méthodes sont :

- méthode statique équivalente ;
- méthode d'analyse modale spectrale ;
- méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

6.4.1 Méthode statique équivalent

La méthode est limitée aux structures régulières et qui répondent aux conditions fixées par RPA. L'effort tranchant à la base est définie par l'équation suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad (6.5)$$

Où :

- A : coefficient d'accélération de la zone (Zone III et un groupe d'usage 2) ;
- D : facteur d'amplification dynamique (en fonction de la période fondamentale et l'amortissement du bâtiment) ;
- Q : facteur de qualité, donnée dans le tableau 6.3 ;
- R : coefficient de comportement ;
- W : poids de structure, avec un coefficient de pondération $\beta = 0.2$ calculé par l'équation 6.1.

L'effort tranchant à la base suivant les deux sens est résumé dans le tableau suivant :

6.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale

Pour déterminer l'action sismique, cette méthode prend en considération plusieurs modes de vibration (contrairement à la méthode statique qui prend en compte seul le mode fondamental). Les forces sismiques sont représentées par un spectre de réponse de calcul, ensuite les effets engendrés dans la structure par ces forces sont combinés pour obtenir la réponse du système.

Tableau 6.3 – Critères du facteur de qualité

Critère Q	P_q	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	-	0.05
Redondances en plan	0	-
Régularité en plan	0	-
Régularité en élévation	0	-
Contrôle de la qualité des matériaux	0	-
Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0.1
$Q = 1 + \sum P_q =$	1.15	

Tableau 6.4 – Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalent

Directions	A	D	Q	R	V(kN)
Direction X	0.25	2.03	1.15	3.5	1435,62
Direction Y	0.25	1.89	1.1	3.5	1276,85

6.4.2.1 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul qui prend en considération la zone d'implémentation, catégorie de site et le système du contreventement utilisé. Le spectre de calcul du RPA est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \times (1 + \frac{T}{T_1} \times (2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times (1.25 \times A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times (1.25 \times A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \times (1.25 \times A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{2/3}(\frac{3}{T})^{5/3} & T > 3s \end{array} \right. \quad (6.6)$$

Où :

T : période de la structure au mode considéré ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, donné dans le tableau 6.5 ;

η : facteur de correction d'amortissement ζ . Pour un système portique en béton armé

$\zeta = 7\%$. Le facteur de correction est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad (6.7)$$

Tableau 6.5 – Valeurs de T_1 et T_2

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

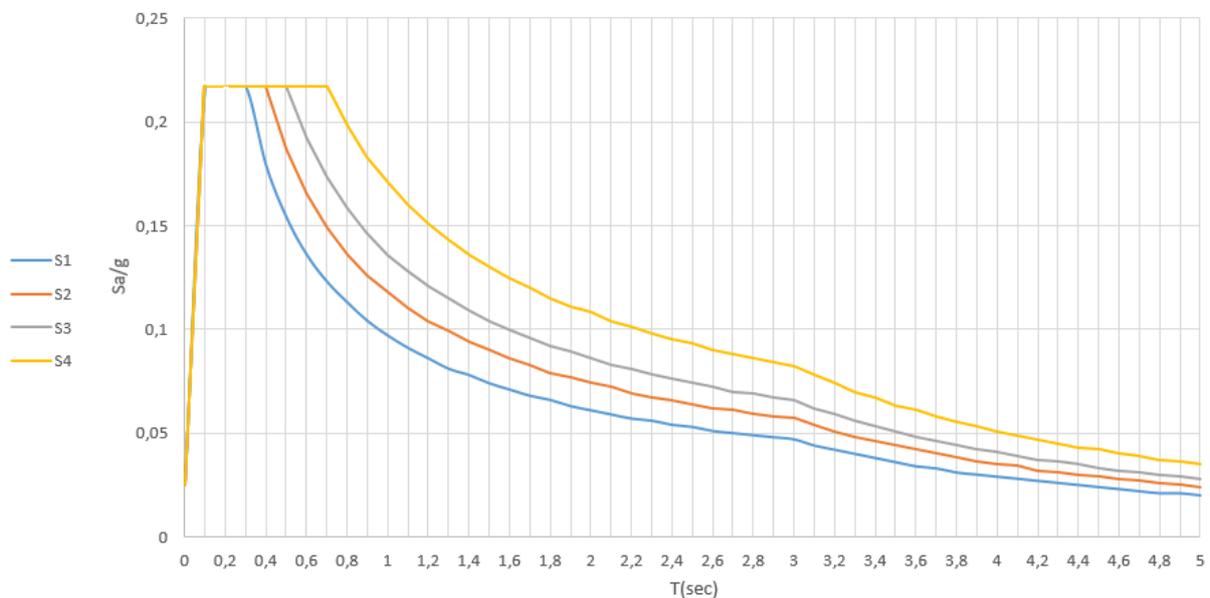


Figure 6.4 – Spectres de calcul pour les quatre classes de site

6.4.2.2 Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales est trois modes dans chaque direction considérée. Le nombre total de modes à considérer 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 bien 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.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes K à considérer est donné par l'inégalité suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et } T_k \leq 0.2s \quad (6.8)$$

Où :

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

Les résultats d'analyse modale de notre structure sont donnés dans le tableau suivant. Le nombre de modes à retenir est six modes.

Tableau 6.6 – Résultats d'analyse modale

Mode	T (sec)	Masse modale suivant X (%)	Masse modale suivant Y (%)	Masse Modale cumulée suivant X (%)	Masse Modale cumulée suivant Y (%)
1	0,52	0,35	81,67	0,35	81,67
2	0,47	77,83	0,85	78,18	82,52
3	0,42	6,28	1,21	84,46	83,73
4	0,16	0,16	9,78	84,62	93,51
5	0,15	9,26	0,31	93,88	93,82
6	0,13	0,78	0,24	94,66	94,06
7	0,09	0,17	3,12	94,83	97,18

6.4.2.3 Combinaison de la réponse modale

Les réponses modales retenues sont combinées pour obtenir une réponse totale de la structure. L'un des combinaisons plus utilisées et la combinaison définie dans le RPA est la combinaison *SRSS* (la racine carrée de somme des carrés). Cette méthode suppose que les valeurs modales maximales des déplacements ou des forces sont indépendantes, ensuite il les combine à l'aide d'une somme quadratique. La valeur d'effet de l'action sismique considéré est donnée comme suite :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad (6.9)$$

où :

E : effet de l'action sismique considéré ;

E_i : valeur modale maximale de E selon le mode i ;

K : nombre de modes retenus.

Il existe autres types de combinaisons ; la combinaison *ABS* (la somme des valeurs absolues des réponses modales) suppose que toutes les valeurs modales maximales se produisent en même temps, la combinaison *CQC* (combinaison quadratique complète) ou les réponses modales sont combinées en considérant systématiquement une corrélation.

Pour notre cas d'étude, les données de site sont indisponibles, vu qu'on intéresse seulement par la superstructure. Donc, pour continuer l'étude, les quatre classes de site ont été pris en considération. Le tableau suivant présente les valeurs de l'effort tranchant à la base pour chaque classe suivant les deux directions.

Tableau 6.7 – Effort tranchant à la base pour chaque classe suivant les deux directions

V(kN)				
Site	S1	S2	S3	S4
Directions				
Direction X	1135.93	1369.69	1522.48	1522.48
Direction Y	1052.91	1268.56	1466.11	1509.14

En conclusion, pour le reste d'étude, la classe de site est supposé la classe la plus défavorable (*S4*).

6.5 Vérifications règlementaires

Les règlements parasismiques imposent des vérifications sécurité pour assurer la résistance de l'ouvrage et limiter les dommages au cours d'un séisme. Ces vérifications sont :

- Vérification de l'effort tranchant à la base ;

- Vérification de l'effet P- Δ ;
- Vérification du déplacement;
- Vérification de l'effort normal réduit.

6.5.1 Vérification de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant à la base V_t obtenu par la combinaison de la réponse modale, ne doit pas être inférieure à 80 % de l'effort tranchant à la base déterminé par la méthode statique équivalent (Eq.6.5).

Si la condition n'est pas satisfaite, la réponse de la structure est majorée avec un facteur de $0.8 * V/V_t$.

Pour notre cas, les valeurs des efforts tranchant à la base et la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.8 – Vérification de l'effort tranchant à la base

Direction	Méthode statique équivalente	Méthode modale spectrale	Vérification
Direction X	1435,62	1522.48	Vérifiée
Direction Y	1276,85	1509.14	Vérifiée

6.5.2 Vérification de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (de second ordre) est un effet lié à une non-linéarité géométrique. Il dépend de l'effort normal présent et le déplacement engendré par les actions sismiques (Fig.6.5).

Lorsque la condition donnée par l'équation 6.10 est vérifiée, Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (6.10)$$

Où :

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

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

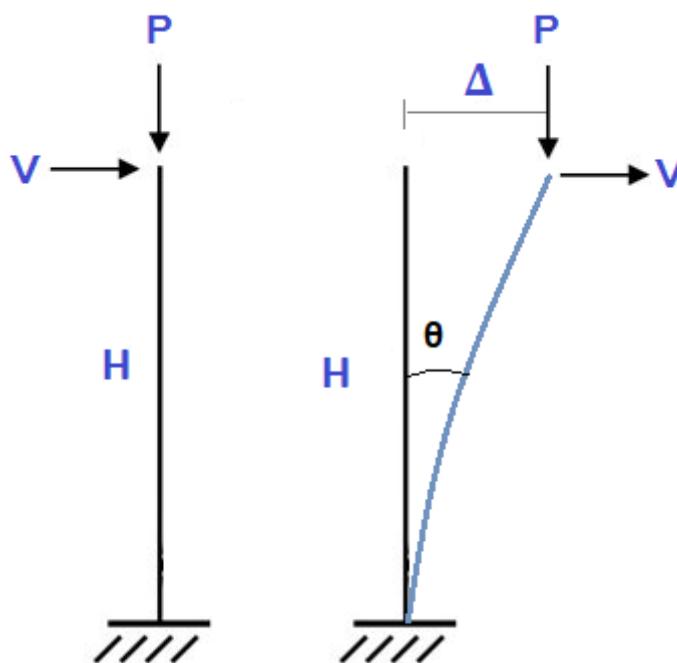


Figure 6.5 – Non-linéarité géométrique

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ;

h_k : effort tranchant d'étage au niveau k .

Les résultats de la vérification de l'effet $P-\Delta$ suivant les deux directions X et Y sont résumés respectivement dans les tableaux 6.9 et 6.10.

Tableau 6.9 – Vérification de l'effet $P-\Delta$ suivant la direction X

Niveau	H (m)	P (kN)	Δx (m)	V (kN)	θ	Vérification
1	3,4	8429,45	0,00598	1197,14	0,0123	Vérifiée
2	3,06	7199,8	0,00628	1138,35	0,0129	Vérifiée
3	3,06	5970,15	0,00577	1032,81	0,0109	Vérifiée
4	3,06	4740,5	0,00499	885,87	0,0087	Vérifiée
5	3,06	3510,85	0,00398	701,8	0,0065	Vérifiée
6	3,06	2281,2	0,00271	482,22	0,0041	Vérifiée

La condition 6.10 est satisfaite pour tous les niveaux et dans les deux directions, donc l'effet du deuxième ordre peut être négligé.

Tableau 6.10 – Vérification de l’effet P-Δ suivant la direction Y

Niveau	H (m)	P (kN)	Δy (m)	V (kN)	θ	Vérification
1	3,4	8429,45	0,00274	1393,66	0,004874	Vérifiée
2	3,06	7199,8	0,00303	1332,37	0,005351	Vérifiée
3	3,06	5970,15	0,0028	1213,59	0,004501	Vérifiée
4	3,06	4740,5	0,00242	1042,78	0,003595	Vérifiée
5	3,06	3510,85	0,00192	825,23	0,002669	Vérifiée
6	3,06	2281,2	0,00129	564,95	0,001702	Vérifiée

6.5.3 Vérification du déplacement

Les déplacements entre étages sont limités par le règlement. le déplacement horizontal d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l’étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (6.11)$$

δ_k : déplacement du aux forces sismiques (y compris l’effet de torsion);

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% \times H \quad (6.12)$$

Avec H hauteur de l’étage k .

Les résultats de la vérification du déplacement suivant les deux directions X et Y sont résumés respectivement dans les tableaux 6.11 et 6.12.

Tableau 6.11 – Vérification de déplacement suivant la direction X

Niveau	H (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1\% \times H$ (cm)	Vérification
1	3,4	0,17	0,598	0,598	3,4	Vérifiée
2	3,06	0,35	1,225	0,628	3,06	Vérifiée
3	3,06	0,51	1,802	0,577	3,06	Vérifiée
4	3,06	0,65	2,301	0,499	3,06	Vérifiée
5	3,06	0,77	2,7	0,398	3,06	Vérifiée
6	3,06	0,84	2,971	0,271	3,06	Vérifiée

Tableau 6.12 – Vérification de déplacement suivant la direction Y

Niveau	H (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1\% \times H$ (cm)	Vérification
1	3,4	0,07	0,274	0,274	3,4	Vérifiée
2	3,06	0,16	0,577	0,303	3,06	Vérifiée
3	3,06	0,24	0,856	0,28	3,06	Vérifiée
4	3,06	0,31	1,098	0,242	3,06	Vérifiée
5	3,06	0,36	1,29	0,192	3,06	Vérifiée
6	3,06	0,40	1,419	0,129	3,06	Vérifiée

6.5.4 Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit est définie par le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3 \quad (6.13)$$

Où :

N_d effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c aire de la section ;

f_{cj} résistance caractéristique du béton.

L'effort normal de calcul maximal $N_d = 1362.37kN$. Donc, $v = 0.13 \rightarrow$ l'effort normal réduit est vérifié.

6.5.5 Vérification de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton σ_{bu} doit être inférieure ou égale la contrainte $\overline{\sigma_{bu}}$ donnée par :

$$\sigma_{bu} = \frac{V}{b_0 \times d} \leq \overline{\sigma}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad (6.14)$$

Où :

ρ_d est une constante en fonction de l'élançement géométrique du poteau λ_g qui vaut :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } : \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } : \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (6.15)$$

L'élançement géométrique du poteau λ_g est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (6.16)$$

Avec a et b , les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et l_f longueur de flambement du poteau calculé par l'équation 3.10.

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification des sollicitations tangentes pour les poteaux plus sollicités de la base dans chaque direction.

Tableau 6.13 – Vérification de cisaillement pour les poteaux de la base

Directions	V (kN)	σ_{bu} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bu}$ (MPa)	Vérification
Direction X	146.58	0.65	1.8	Vérifiée
Direction Y	151.47	0.67		Vérifiée

6.6 Conclusion

Le calcul dynamique des structures préfabriquées se base sur des hypothèses qui définie le transfert des efforts et sollicitations entre les éléments structuraux. Ces hypothèses ramènent le calcul sismique d'une structure préfabriqué à une structure monolithique équivalente avec les mêmes propriétés et qui nécessite les mêmes vérifications données par le RPA.

Dans le chapitre qui suit, nous allons aborder le dimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments structuraux

7.1 Introduction

Les éléments structuraux ou les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions gravitaires (charges permanentes et surcharges d'exploitation) et accidentelles (séisme, vent...). Le ferrailage des éléments structuraux préfabriqués doit assurer non seulement la résistance des éléments aux sollicitations dues aux actions sismiques, charges permanentes et d'exploitation, mais aussi aux sollicitations générées par les situations transitoires (levage, transport, stockage...).

Ce chapitre s'intéresse au calcul du ferrailage des éléments structuraux suivants :

- poutres rectangulaires ;
- poutres en L ;
- corbeaux ;
- poteaux.

7.2 Poutres

Les poutres sont sollicitées principalement en flexion simple. La portée utile est déterminée en fonction des différentes conditions d'appui et positions des assemblages (Fig.7.1). La portée utile l_{eff} d'un élément est calculé de la manière suivante :

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (7.1)$$

Où :

l_n : distance libre entre nus des appuis ;

a_i : distance fixée à partir de la largeur d'appui (Fig.7.1).

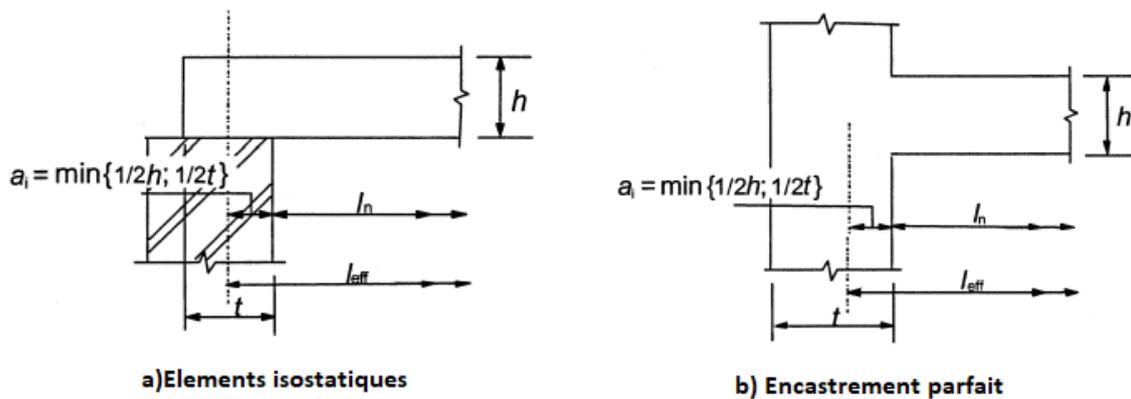


Figure 7.1 – Portée utile pour différentes conditions d'appui

Pour le cas d'étude présent, il existe deux profils de poutres :

- poutres rectangulaires encastres dans ses extrémités, pour supporter principalement les actions sismiques ;
- poutres en L, travaillent comme des poutres palières qui supportent les escaliers. Ce sont des éléments isostatiques.

Les actions sont combinées pour calculer les sollicitations agissant sur les poutres. Les combinaisons utilisées sont les suivantes :

- Les combinaisons fondamentales selon CBA 93 :
 - ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $G + Q$
- Les combinaisons accidentelles selon RPA 99 / version 2003 :
 - $G + Q + 1.2E$
 - $0.8G \pm E$

7.2.1 Poutres rectangulaires

Nous avons trois types des poutres rectangulaires (Fig.7.2) :

- poutres principales d'une portée utile de $6m$;
- poutres principales d'une portée utile de $4.75m$;

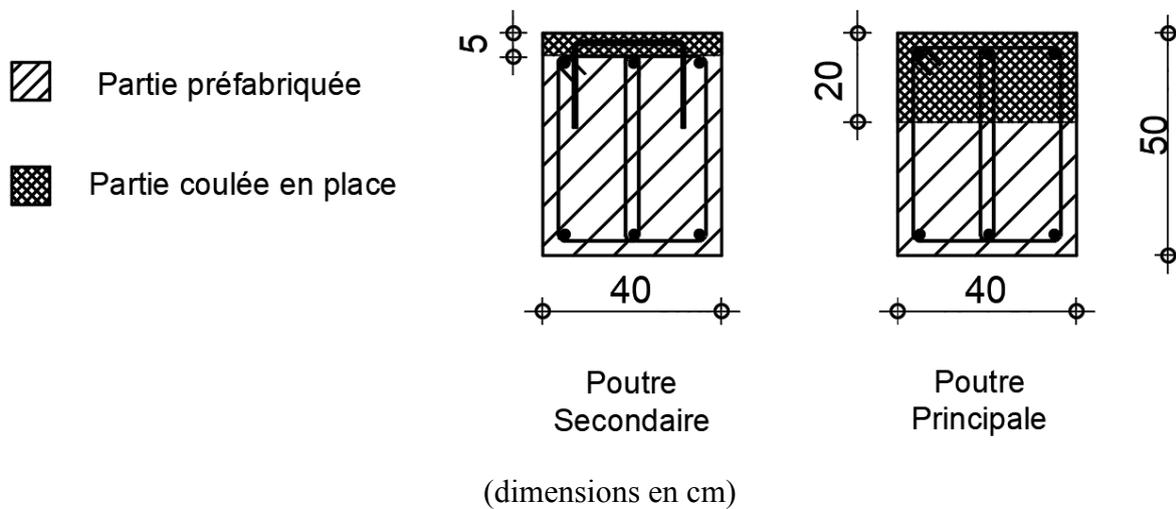


Figure 7.2 – Sections des poutres principales et secondaires

- poutres secondaires.

7.2.1.1 Évaluation des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations des poutres au mi-travée et aux appuis.

Tableau 7.1 – Récapitulatif des sollicitations des poutres

Sollicitations	Moment maximal en (kN.m)						V (kN)
	ELU		ELS		ACC		
	Mi-travée	Appui	Mi-travée	Appui	Mi-travée	Appui	
Poutre principale 6m	160.54	-217.06	118.11	-159.98	117.04	193.97	251.42
						-319.64	
Poutre principale 4.75m	60.58	-144.09	44.36	-105.83	70.78	271	148.78
						-303.77	
Poutre secondaire	68.73	-28.08	49.5	-20.41	93.52	-255.35	98.18
						254.30	

7.2.1.2 Armatures longitudinales

Le ferrailage est calculé pour une section soumise à la flexion simple, avec un enrobage de 3 cm. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est 0.5 % en toute section. Les résultats de calcul des armatures principales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 7.2 – Ferrailage longitudinal des poutres rectangulaires

Poutres	$A_{INF}(cm^2)$	$A_{SUP}(cm^2)$	$A_{minRPA}(cm^2)$	$A_{INF}(cm^2)$ adoptée	$A_{INF}(cm^2)$ adoptée
Secondaire	10.06	10.10	10	6HA16	6HA16
Principales 6 m	11.56	12.95		6HA16	7HA16
Principales 4.75 m	11.45	12.54		6HA16	7HA16

7.2.1.3 Armatures transversales

L'espacement s_t des armatures transversales est déterminé par l'équation 5.11. La quantité des armatures transversales minimales A_t est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s_t \times b \quad (7.2)$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est donnée par :

- dans la zone critique ($l' = 2h$) : $s_{max} \leq \min(h/4; 12 \times \phi_t; 30cm)$
- en dehors de la zone nodale : $s'_{max} \leq h/2$

Dans le règlement européen (EUROCODE 8), l'espacement dans la zone critique l_{cr} est définie en fonction de la classe de ductilité de la structure. Ces classes sont définies pour assurer la ductilité globale requise dans la structure et la formation potentiellement des rotules plastiques dans ces zones critiques.

Il existe trois classes de ductilité, en fonction des matériaux utilisés, l'ouvrage conçu et les limitations géographiques dans l'utilisation qui peuvent être trouvées dans l'annexe nationale concernée. Ces classes sont :

- classe de ductilité limitée (DCL); il est recommandé de l'appliquer que dans les cas de faible sismicité;
- classe de ductilité moyenne (DCM);
- classe de haute ductilité (DCH).

Les trois classes de ductilité s'appliquent également aux systèmes préfabriqués. Les classes de ductilité DCM et DCL sont les plus courantes. On admet que notre structure est une classe

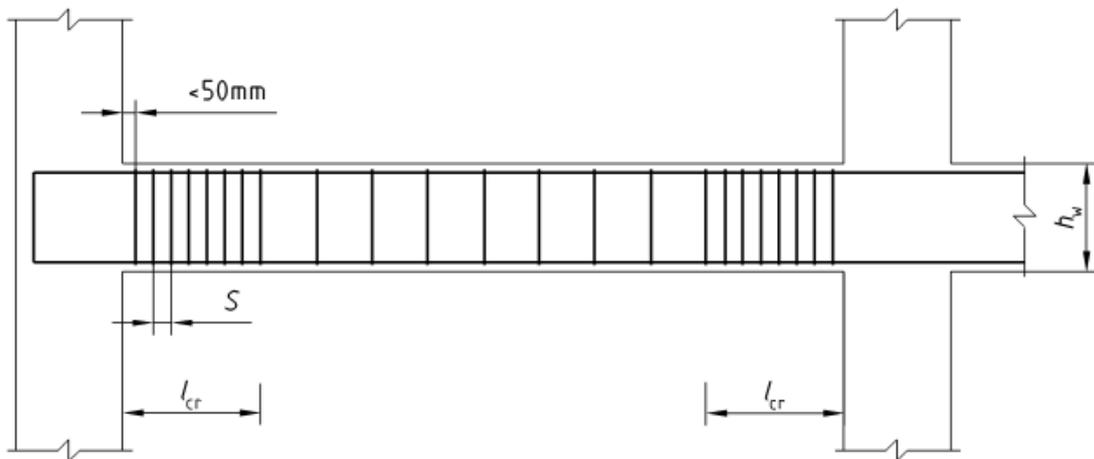


Figure 7.3 – Armatures transversales dans les zones critiques des poutres

de ductilité moyenne DCM.

Dans les zones critiques des poutres, les armatures transversales doivent remplir les conditions suivantes :

- Le diamètre d_{bw} des armatures ne doit pas être inférieur à 6.
- L'espacement (en millimètres) des armatures de confinement ne doit pas dépasser :

$$s = \min(h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}) \quad (7.3)$$

Ici, d_{bL} représente le diamètre minimal (en millimètres) des barres longitudinales et h_w la hauteur de la poutre (en millimètres).

- La première armature ne doit pas être placée à plus de 50 mm de la section d'extrémité de la poutre (Fig.7.3).

Pour des armatures transversales de diamètre $d_{bw} = 8mm$, la longueur de la zone critique et l'espacement des armatures adoptées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.3 – Récapitulatif du choix des armatures transversales pour les poutres

Règlement	$l_{cr}(m)$	$s_t(cm)$	Zone critique		Zone courante	
			$s_{max} (cm)$	s_t adopté	$s_{max} (cm)$	s_t adopté
Eurocode 8	0.5	15	12.5	10	/	15
RPA	1		10		25	

7.2.1.4 Vérification de cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par l'équation 4.2. Étant donné que la section est la même pour toutes les poutres, la vérification se fait uniquement pour la poutre ayant le plus grand effort tranchant V_u , soit :

$$\tau_u = \frac{251.42 \times 10^3}{400 \times 470} = 1.3MPa. \text{ Donc } \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ est vérifiée.}$$

7.2.1.5 Situations transitoires

De la même façon que les prédalles, le ferrailage des poutres est vérifié pour les situations suivantes :

- levage initiale;
- stockage.

Pour ces situations, les résultats obtenus figurent dans le tableau suivant. Les sections obtenues sont calculées à ELS en considérant que la fissuration est préjudiciable.

Tableau 7.4 – Vérification des situations transitoires pour les poutres

Situations	Moment($kN.m/ml$)		A_s nécessaire (cm^2/ml)		A_s actuelle (cm^2/ml)		Vérification
	Max	Min	Inf	Sup	Inf	Sup	
Levage	3.25	-9.75	2.4	2.4	11.56	12.95	Vérifiée
Stockage	4.68	-5.85	2.4	2.4			Vérifiée

7.2.2 Poutres en L

Les poutres en L sont composées de deux parties ; l'âme dont le rôle principal est de supporter les charges et surcharges revenant à la poutre ; et le rebord pour maintenir les éléments de structure (escalier, dalle, poutres...).

La conception d'une poutre en L est similaire à une poutre rectangulaire en ce qui concerne le ferrailage de l'âme. Des détails de renforcement supplémentaires doivent être pris en compte pour les rebords de ces poutres. Le rôle du renforcement supplémentaire est, d'une part d'empêcher la séparation entre le rebord et l'âme de la poutre près du sommet du rebord, et d'autre part de supporter l'effet de poinçonnement. Aussi, le calcul d'une poutre en L se fait en deux parties :

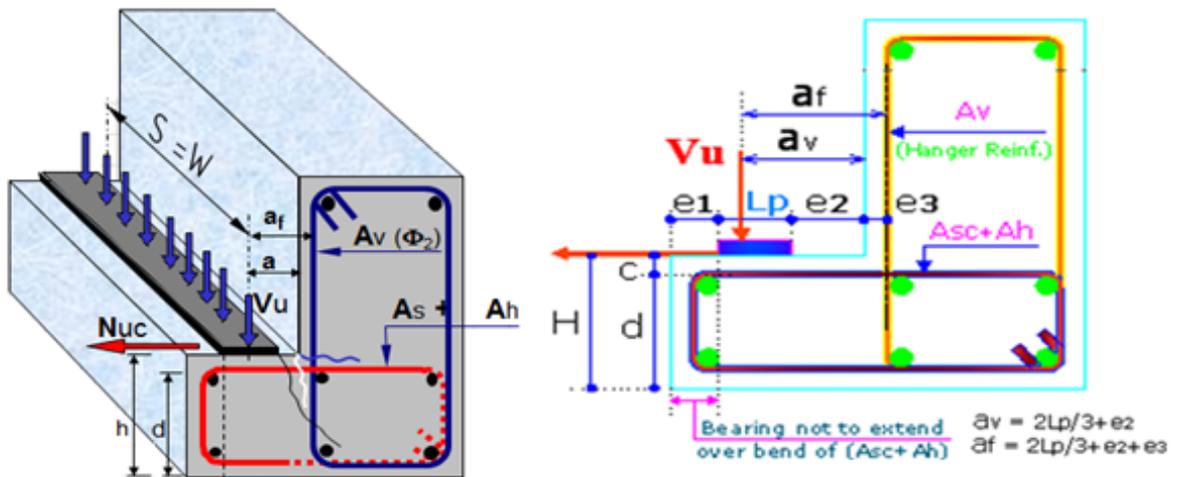


Figure 7.4 – Actions agissant sur la section en L

1. Dimensionnement de l'âme : cette section est calculée comme une poutre rectangulaire.
2. Dimensionnement du rebord de la poutre : il est calculé en prenant en compte la torsion éventuelle, l'effort de cisaillement, l'effort de traction et le risque de poinçonnement présent dans celui-ci.

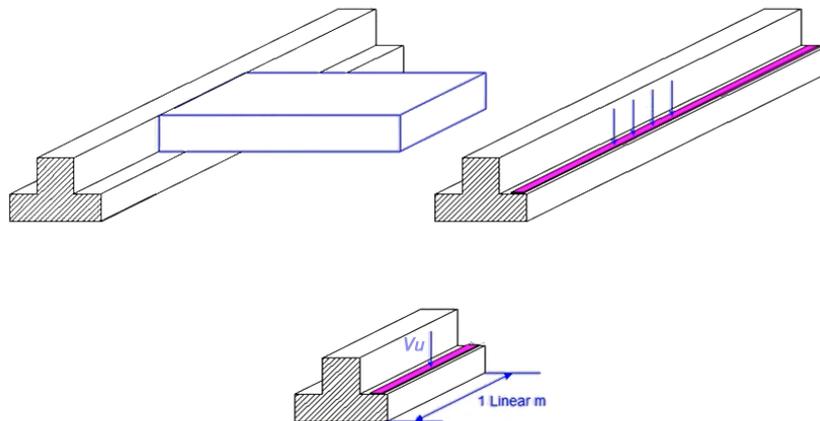


Figure 7.5 – Charges sur le rebord de la poutre en L

La procédure de dimensionnement présentée dans cette section est basée sur les recherches [10, 9, 11] et sur les spécifications du code américain [36].

Les sections minimales calculées pour supporter les différentes sollicitations sont déterminées pour des charges V_u et N_{uc} concentrées au milieu de W_p (Fig.7.4). Ces sections sont, par la suite, réparties sur le reste du rebord (Fig.7.5).

7.2.2.1 Prédimensionnement du rebord

Les dimensions minimales du rebord sont choisies pour assurer la résistance minimale par rapport l'effort tranchant V_u .

Le largeur minimal L_p est donné par :

$$L_p > \frac{V_u}{\Phi \times 0.85 \times f'_c \times W_p} \quad (7.4)$$

V_u : effort tranchant ultime ;

Φ : facteur réducteur de résistance égale à 0.75 ;

f'_c : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La hauteur minimale du rebord h est donnée par :

$$h > \frac{V_u}{W_p \times V_n} \quad (7.5)$$

Où :

V_n est la contrainte limite de cisaillement donnée par l'équation suivante :

$$V_n = \min(0.2 \times f'_c ; 3.3 + 0.08 \times f'_c) \quad (7.6)$$

Application numérique :

$$L_p > 2.15mm$$

$\Rightarrow L_p = 200mm$ donc la dimension L_p est vérifiée.

$$h > 9mm,$$

$\Rightarrow h = 200mm$ donc la dimension h est vérifiée.

7.2.2.2 Vérification d'effort de cisaillement

Cette vérification est basée sur le principe de *cisaillement-frottement* (§.5.5.1). La section minimale A_{vf} (Fig.7.6) est donnée par l'équation suivante :

$$A_{vf} \geq \frac{V_u}{\Phi \mu f_y} \quad (7.7)$$

Où :

μ : coefficient de friction donné par le tableau 7.5 ;

f_y : limite élastique d'acier.

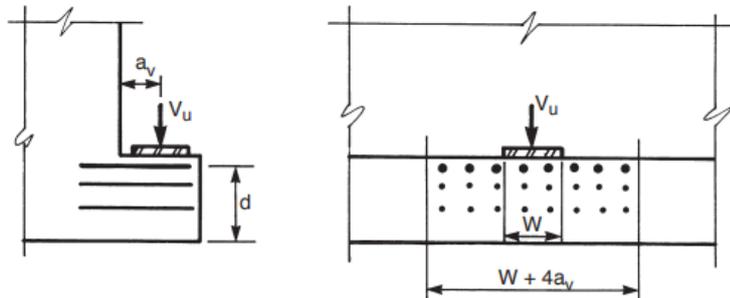


Figure 7.6 – Armatures de cisaillement

Tableau 7.5 – Coefficient de friction

Cas	Coefficient de friction μ
Béton placé de façon monolithique	1.4λ
Béton placé contre du béton durci avec surface intentionnellement rendue rugueuse	1λ
Béton placé contre du béton durci non intentionnellement rendu rugueux	0.6λ
Béton ancré par des armatures de coutures ou par des barres d'armature	0.7λ
où $\lambda = 1,0$ pour le béton ordinaire, $0,75$ pour le béton de granulats légers	

Application numérique :

$$A_{vf} \geq \frac{38}{0.75 \times 1.4 \times 240 \times 1000} = 150.79 \text{mm}^2$$

7.2.2.3 Vérification de flexion

La flexion est résultante du moment M_u créée par l'effort tranchant V_u . Les armatures nécessaires pour supporter ce moment sont donnés par :

$$A_f \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_u}{\Phi \mu f_y} \\ \frac{0.85 W_{eff} d f_c' \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_u}{\Phi 1.7 f_c' W_{eff} d^2}} \right)}{f_y} \end{array} \right. \quad (7.8)$$

$$\text{Avec : } M_u = V_u a_f + N_{uc}(h - d) \quad (7.9)$$

Où :

W_{eff} largeur effective du rebord par charge supportée, égale au minimum entre $W + 5a_f$ et W_p (Fig.7.7).

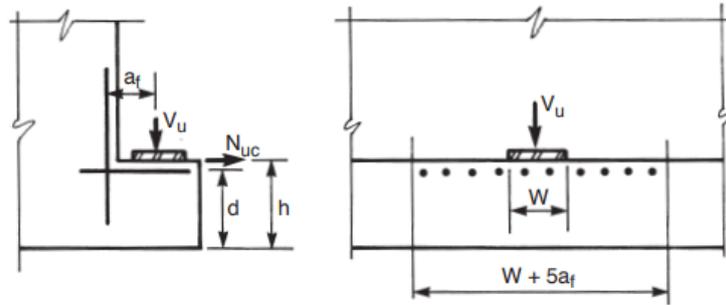


Figure 7.7 – Armatures de flexion

Application numérique :

$$A_f \geq 141.04mm^2$$

7.2.2.4 Vérification de la force de traction

La force de traction N_{uc} appliquée sur le rebord est pris au moins égale à 0.2 de V_u . Les armatures minimales pour supporter ce chargement sont données par :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\Phi f_y} \tag{7.10}$$

Application numérique :

$$A_n = \frac{7.6}{0.75 \times 240} = 42.22mm^2$$

7.2.2.5 Armatures transversales

La détermination des armatures transversales ($A_{sc} + A_h$) et A_v est faite sur une longueur W_p égale à 1 m et par rapport aux armatures calculées plus haut (A_{vf}, A_n, A_f). La section d'une poutre en L et les armatures correspondantes sont données par la figure suivante.

Les sections A_{sc}, A_h sont déterminées par les équations suivantes :

$$A_{sc} = \max(A_f + A_n; \frac{2A_{vf}}{3} + A_n; \frac{0.04 f'_c}{f_y} bd) \tag{7.11}$$

$$A_h = \frac{A_{sc} - A_n}{2} \tag{7.12}$$

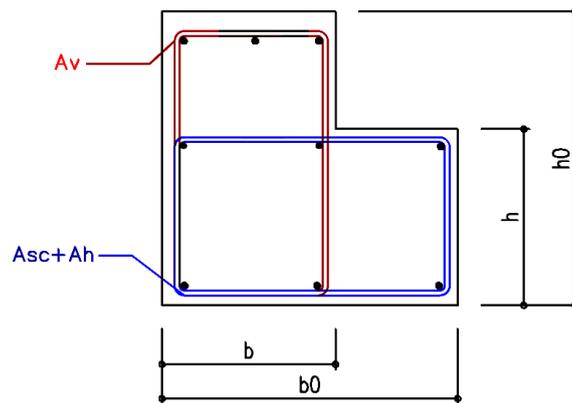


Figure 7.8 – Section d'une poutre en L

La section A_v est responsable d'empêcher la séparation du rebord (Fig.7.9). Elle est déterminée par l'équation suivante :

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_u s}{\Phi f_y S} \\ \frac{V_{ser} s}{0.5 f_y (W + 3a_v)} \end{array} \right. \quad (7.13)$$

Où :

s : espacement entre les cadres ;

V_{ser} : effort tranchant résultant de la charge d'exploitation.

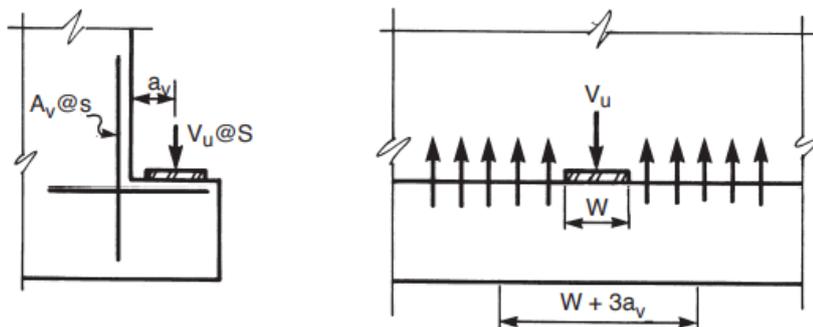


Figure 7.9 – Armature pour empêcher la séparation du rebord

Application numérique :

$$A_{sc} = 0.96mm^2$$

$$A_h = 0.46mm^2$$

$$\Rightarrow A_{sc} + A_h = 1.42mm^2.$$

Pour le choix, on prend un cadre de diamètre 12 mm tous les 10 cm.

$$A_v = 31.67\text{mm}^2$$

Pour le choix, on prend un cadre de diamètre 8 mm tous les 15 cm.

7.2.2.6 Vérification du poinçonnement

La vérification au poinçonnement est indispensable même dans le cas où le rebord ne supporte pas de charge concentrée. Le rectangle d'impact critique est présenté dans la figure suivante :

$$V_u \leq 0.33\Phi \lambda \sqrt{f'_c} (W + 2L + 2d_f) d_f \quad (7.14)$$

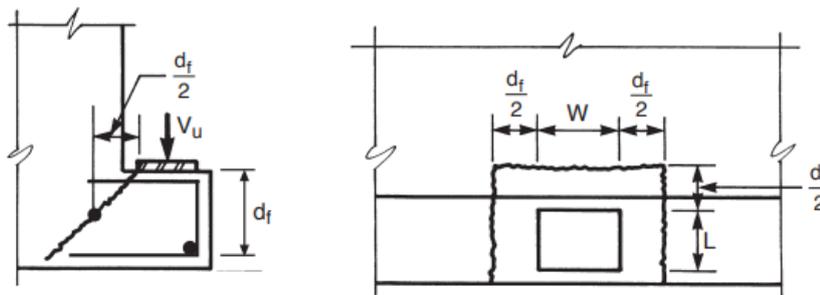


Figure 7.10 – Armatures de poinçonnement

Application numérique :

$$V_u \leq 443.54\text{kN} \Rightarrow \text{le poinçonnement est vérifié.}$$

7.2.2.7 Ferrailage de l'âme

L'âme est calculée comme une poutre de section rectangulaire ($b_0 \times h$) avec un enrobage de 3 cm et soumise à la flexion simple. La poutre est simplement appuyée à ses deux extrémités, donc le moment sur appuis est nul. Mais, ces appuis seront ferrillés avec une section d'armatures équivalente à la moitié du moment isostatique à mi-travée.

Les résultats des sollicitations de calcul ainsi que le ferrailage longitudinal et transversal sont présentés respectivement dans les tableaux 7.6 et 7.7.

Tableau 7.6 – Sollicitations du calcul de la poutre palière

Combinaisons	Moment($kN.m/ml$)	Effort tranchant(kN/ml)
ELU	68.73	98.18
ELS	49.5	70.71

Tableau 7.7 – Ferrailage de l’âme de la poutre en L

Combinaisons	$A_{inf}(cm^2/ml)$	$A_{sup}(cm^2/ml)$	$A_{sCNF}(cm^2/ml)$
ELU	2.8	2.1	2.1
ELS	3.8		

Pour le choix des armatures, on utilise, pour les armatures longitudinales inférieures et pour les armatures longitudinales supérieures (chapeaux) 4HA12.

Des armatures supplémentaires de peau sont disposées parallèlement à la fibre moyenne pour réduire le risque de fissuration dans les poutres de grande hauteur ($h > 50cm$) ainsi que du flambement des cadres.

7.3 Corbeaux

Un corbeau est un élément structural en porte-à-faux très court qui fait partie d’un poteau. Son but est de supporter les charges verticales et horizontales qui lui reviennent

Il peut être calculé à partir de plusieurs méthodes, dont les plus utilisées sont :

- la méthode de *cisaillement-frottement*, utilisée par le code américain [36]. Où une surface critique est définie, ensuite la section d’armature est calculée utilisant le principe de *cisaillement-frottement* (§.5.5.1);
- la méthode des bielles-tirants, utilisé par le code européen [35]. C’est cette méthode que nous avons utilisée. Son principe est présenté ci-dessous.

7.3.1 Méthode des bielles-tirants

Le calcul typique des sections prend en hypothèse que les sections droites restent planes après la déformation (hypothèse de *Bernoulli*). Néanmoins, dans le cas où les déformations sont non linéaires (charges concentrées, changement brusque de section...), la méthode de calcul ne s’applique pas. Dans ce cas, le dimensionnement des sections se fait soit par des méthodes empiriques dérivées de l’expérience ou en utilisant les modèles des bielles-tirants.

Les figures suivantes représentent respectivement l’hypothèse de Navier-Bernoulli, et le cas d’une déformation non linéaire.

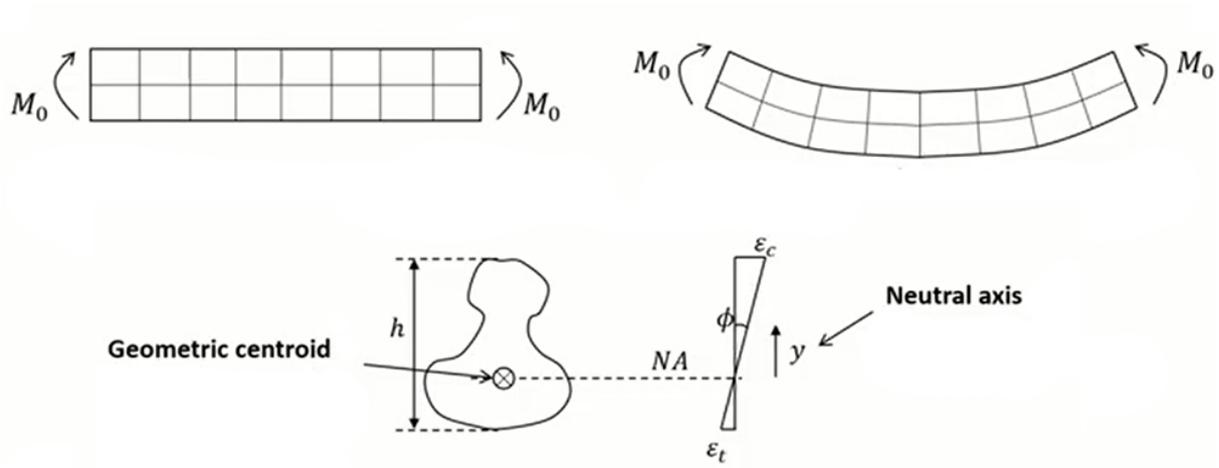


Figure 7.11 – Hypothèse de *Navier-Bernoulli*

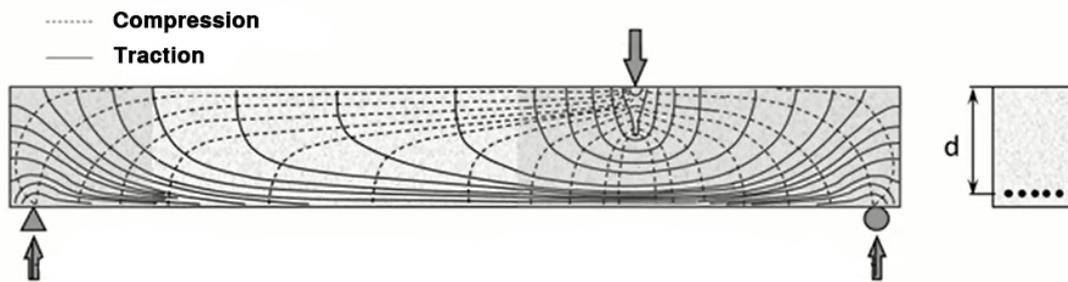
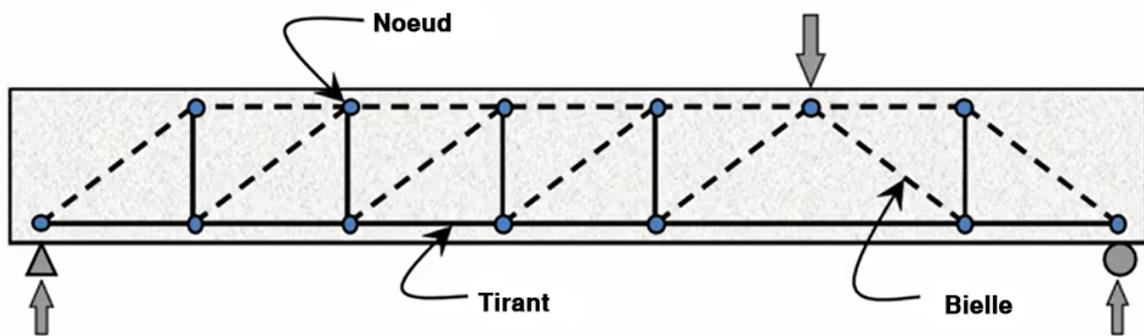


Figure 7.12 – Champ de déformation non linéaire

La méthode modélise l'élément à étudier par un système treillis composé par des bielles qui représentent la compression dans le béton et des tirants qui représentent la traction (Fig.7.13). La résolution de ce système donne les valeurs des actions (traction-compression) à chaque région sélectionnée. Ensuite, ces actions sont utilisées pour vérifier la contrainte dans le béton et pour déterminer la section des armatures nécessaires.

Le choix du modèle utilisé dépend de l'ingénieur. Plusieurs modèles peuvent être appliqués pour le même élément. Pour la conception des modèles, il est recommandé de :

- - placer les nœuds au point d'application de la force et aux points de changement de section, et veiller à ce que l'angle entre la bielle et le tirant soit supérieure à 25° ;



- Elements de compression -> **Bielle**
- Elements de traction -> **Tirant**

Figure 7.13 – Modèle bielles-tirants

- éviter les systèmes hyperstatiques (systèmes statiquement indéterminés) pour faciliter la résolution du problème ;
- respecter les dispositions constructives en positionnant les bielles et les tirants de façon la plus simple.

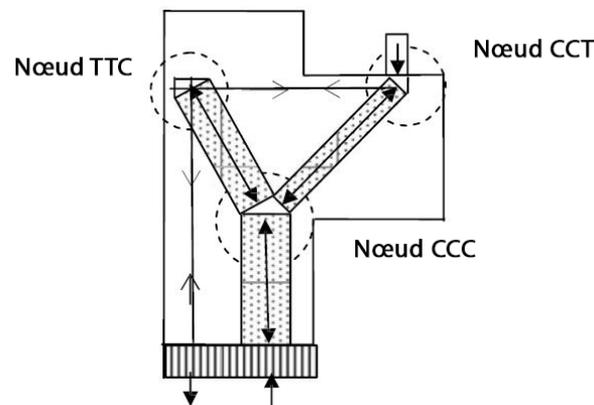


Figure 7.14 – Types des nœuds bielles-tirants

Les nœuds ont pour but d'assembler les éléments bielles-tirants. En fonction du nombre et du type des éléments assemblés, il existe trois familles de nœuds (Fig.7.14) :

- **Nœud CCC** : combine trois forces de compression. La contrainte de compression dans chaque élément est limitée à :

$$1.0 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (7.15)$$

- **Nœud CCT** : combine deux forces de compression et une force de traction. La contrainte de compression dans chaque élément est limitée à :

$$0.85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (7.16)$$

- **Nœud CTT** : combine deux forces de traction et une force de compression. La contrainte de compression dans chaque élément est limitée à :

$$0.75 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (7.17)$$

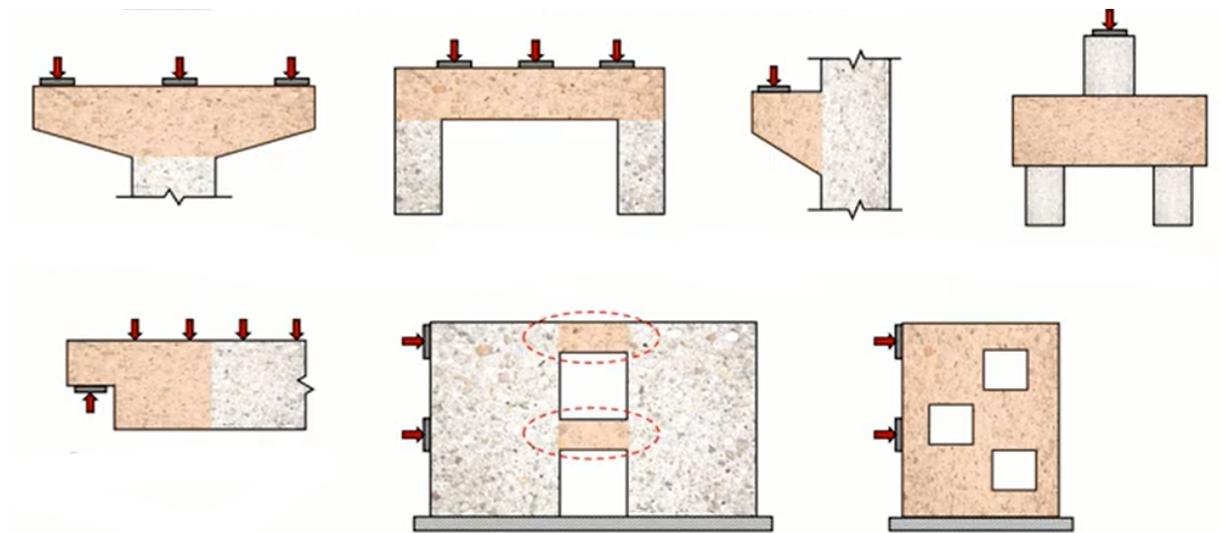


Figure 7.15 – Cas d'utilisation du modèle bielle-tirant

Si $0.4h_c < a_c < h_c$ (Fig.7.16), l'Eurocode 2 autorise l'utilisation de la méthode des bielles-tirants pour l'analyse et la conception des corbeaux. La méthode des bielles-tirants peut être utilisée aussi dans le dimensionnement des rebords des poutres en L, les voiles avec ouvertures, les linteaux, etc.(Fig.7.15).

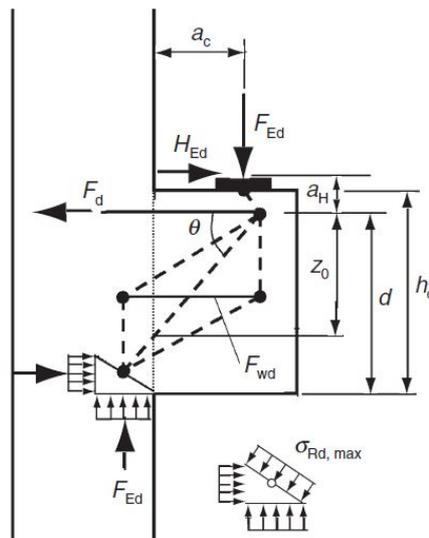


Figure 7.16 – Modèle bielle-tirant du corbeau

7.3.2 Dimensionnement du corbeau

Le corbeau de notre ouvrage a une forme trapézoïdale avec une largeur de 50 cm et une hauteur de 50 cm.

L'appui en néoprène repose sur la longueur totale du corbeau $b = 50\text{cm}$, avec une largeur $a_b = 120\text{mm}$ et une épaisseur de $b_b = 350\text{mm}$.

Le modèle bielle-tirant équivalent de notre corbeau est présenté dans la figure 7.17. Les calculs se déroulent comme ce qui suit :

Premièrement, la contrainte de compression pour chaque famille de nœuds est évaluée. Ensuite, la position du nœud 1 est déterminée. Enfin, le système est résolu pour trouver les forces F_c et F_t .

Les contraintes limites de compression sont :

- **Nœud CCC** : $\sigma_{1Rd,max} = 1.0 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 14.95\text{N/mm}^2$

- **Nœud CCT** : $\sigma_{1Rd,max} = 0.85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 12.716\text{N/mm}^2$

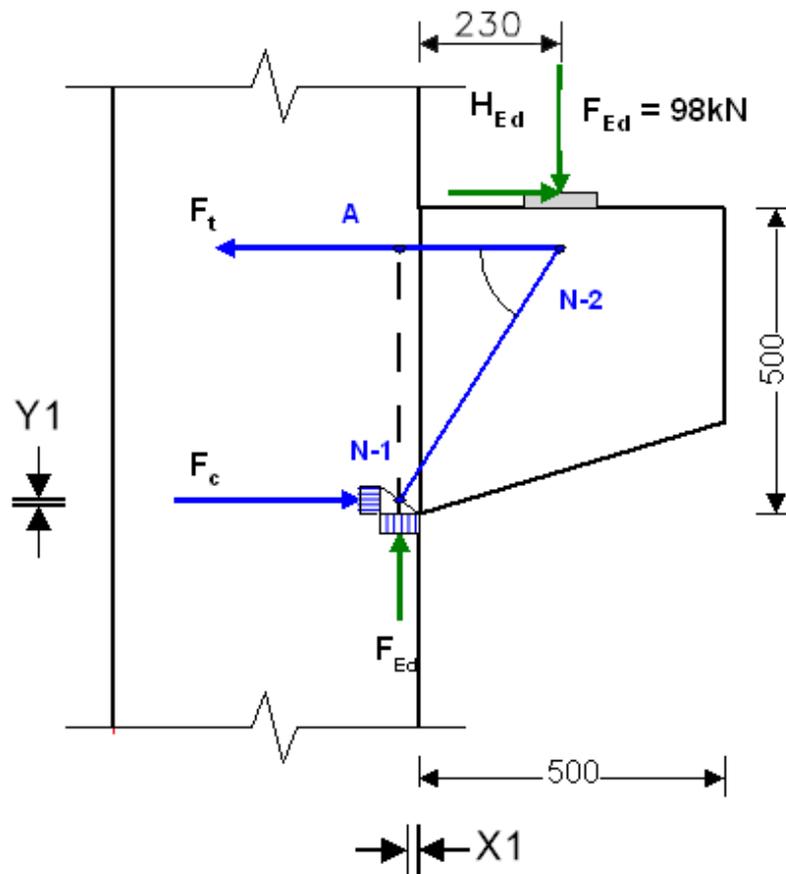
- **Nœud CTT** : $\sigma_{1Rd,max} = 0.75 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 11.22\text{N/mm}^2$

La position limite du nœud 1 (x_1, y_1) est évaluée utilisant sa contrainte de compression limite

$$\sigma_{1Rd,max} :$$

$$x_1 = \frac{F_{Ed}}{\sigma_{1Rd,max} \times b} = \frac{98 \times 10^3}{14.96 \times 500} = 18.71\text{mm}$$

Donc, le nœud 1 situé à $x_1 = 18.71\text{mm}$ de la surface intérieure du poteau.



(dimensions en mm)

Figure 7.17 – Modèle initial bielle-tirant du corbeau

y_1 est la distance entre le nœud 1 de la limite bas du corbeau. Elle est évaluée en fixant le bras levier z égale à $0.8 d$. uniquement pour le calcul du corbeau). Cela donne :

$$y_1 = 1 - z = 1 - 0.8 \times d = 0.2 \times d$$

Avec un enrobage égal à 50mm , on obtient :

$$y_1 = 0.2 \times d = 0.2 \times (500 - 50 - (12/2)) = 88.8\text{mm}$$

L'équilibre statique donne :

$$F_{Ed} \times a = F_c \times z$$

$$a = a_c + x_1/2 = 209.4\text{mm}$$

$$98 \times 10^3 \times 209.4 = F_c \times (0.8 \times d)$$

$$F_c = F_t = 58035.067\text{N} = 58.035\text{kN}$$

La contrainte au nœud 1 : $\sigma_1 = \frac{F_c}{b \times 2y_1} = 5.89\text{MPa} < \sigma_{1Rd,max}$ est vérifiée.

Donc, les armatures principales $A_{s1} = \frac{F_t}{f_{yd}} = 161\text{mm}^2(2HA12)$.

Pour déterminer les armatures d'effort tranchant, le modèle initial (Fig.7.17) est modifié en ajoutant des éléments tirants diagonaux (Fig.7.18).

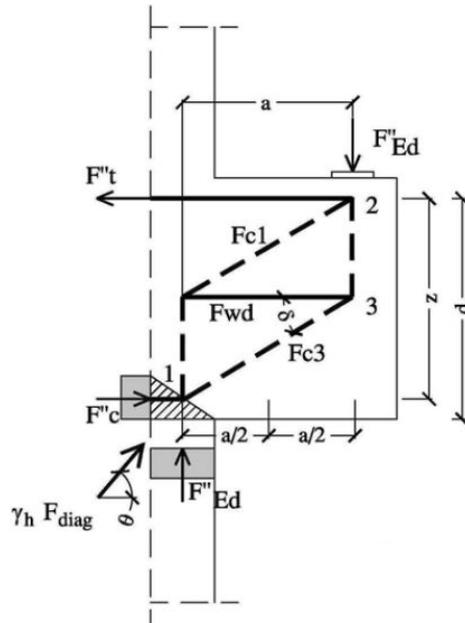


Figure 7.18 – Modèle final bielle-tirant du corbeau

La force F_{wd} est calculée utilisant l'expression suivante :

$$F_{wd} = \frac{2 \times z/a - 1}{3 + F_{Ed}/F_c} \times F_c \quad (7.18)$$

Application numérique :

$$F_{wd} = 29.42\text{kN}$$

$$\text{Donc, } A_{sw} = \frac{F_{wd}}{f_{yd}} = 113\text{mm}^2(4HA12)$$

La contrainte au nœud 2 : $\sigma_2 = \frac{F_{Ed}}{a_b \times b} = \frac{F_{Ed}}{120 \times 350} = 2.33 < \sigma_{2Rd,max} = 12.716$ est vérifiée.

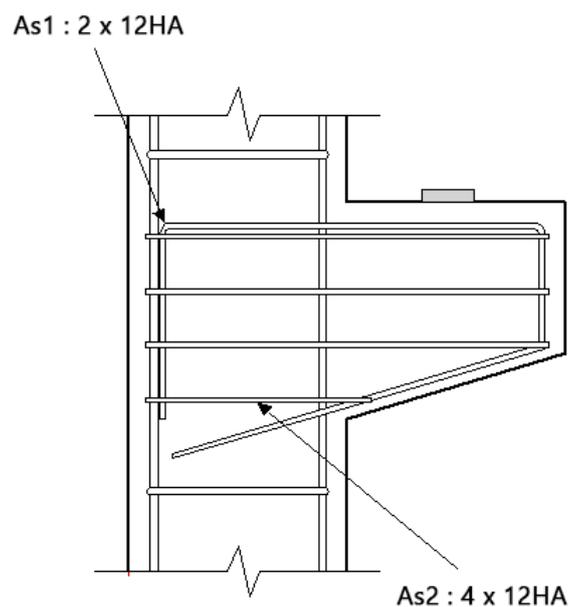


Figure 7.19 – Ferrailage du corbeau

7.4 Poteaux

Les poteaux sont calculés pour supporter une flexion composée suivant les deux directions. Ils doivent être vérifiés pour prendre en compte les situations transitoires, en plus d'une vérification supplémentaire en relation avec le levage sur site (Fig.7.20).

Les combinaisons utilisées sont les mêmes que celles vues au paragraphe §.7.2.

La détermination des armatures longitudinales se fait en prenant en compte les cas de chargement suivants :

- premier cas : Effort normal maximal de compression et son moment fléchissant correspondant ;
- deuxième cas : Moment fléchissant maximal suivant y et son effort normal correspondant ;
- troisième cas : Moment fléchissant maximal suivant z et son effort normal correspondant ;
- quatrième cas : Effort normal maximal de traction et son moment fléchissant correspondant.

7.4.1 Évaluations des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations sur les poteaux pour les trois cas de chargement.

Tableau 7.8 – Récapitulatif des sollicitations des poteaux

Cas	$M_y(kN.m)$	$M_z(kN.m)$	$N(kN)$
1	-200.85	38.45	1481.58
2	296.85	-44.90	285.52
3	-23.37	310.10	720.96
4	33.21	-296.70	-232.22

7.4.2 Armatures longitudinales

Le ferrailage est calculé pour une section soumise à la flexion composée avec un enrobage de 5 cm. Les fissurations sont prises comme préjudiciables. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est 0.9 % en toute section. Les résultats de calcul des armatures principales sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau 7.9 – Ferrailage longitudinal des poteaux

Cas	$A_s(cm^2)$	$A_{s,min,RPA}(cm^2)$	A_s adopté (cm^2)
1	8	22.5	8HA12
2	22.4		12HA16
3	15.4		8HA16
4	32.8		12HA20

7.4.3 Armatures transversales

La section d'armatures transversales A_t dans les poteaux est donnée par :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (7.19)$$

V_u : effort tranchant ultime de calcul ;

h_1 : hauteur de la section brute ;

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est :

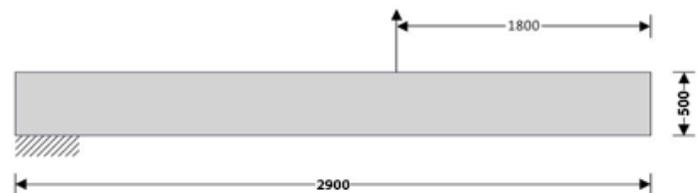
$$t \leq \begin{cases} \text{en zone nodale : } 10 \text{ cm} \\ \text{en zone courante : } \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \varphi_l\right) \end{cases} \quad (7.20)$$

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2.5 si l'élançement géométrique λ_g est supérieur à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

On adopte des armatures transversales de diamètre 8 mm avec un espacement de 10 cm en zone nodale, et 15 cm en zone courante.

7.4.4 Vérification de levage sur site

Les poteaux doivent être vérifiés au moment du levage au site. La base du poteau est fixée et considérée comme un appui double. Les résultats de vérification sont présentés dans le tableau suivant.



(dimensions en mm)

Figure 7.20 – Levage des poteaux sur site

Tableau 7.10 – Vérification du levage sur site du poteau

Situation	Moment (kN.m/ml)		A_s nécessaire (cm ² /ml)		A_s actuelle (cm ² /ml)		Vérification
	Max	Min	Inf	Sup	Inf	Sup	
Levage sur site	1.64	-2.63	3.1	3.1	12.57	12.57	Vérifiée

7.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés au dimensionnement des éléments structuraux préfabriqués. Chaque élément structural est calculé en tenant compte de la spécificité des charges et surcharges qui le sollicitent ainsi que du mode de rupture dominant.

Le chapitre suivant est consacré à l'étude des assemblages qui représente une des parties la plus importante du projet.

Chapitre 8 : Étude des assemblages

8.1 Introduction

L'étude des assemblages est la partie la plus importante dans la conception d'une construction préfabriquée. Un assemblage mal dimensionné va affecter non seulement la résistance de la zone de connexion, mais aussi le comportement d'ensemble de la structure.

Ce chapitre présente les modalités de conception et de calcul des assemblages en général et le calcul des assemblages poteau-poutre en particulier.

8.2 Critères de dimensionnement

Pour la conception et le dimensionnement des différents types d'assemblages, il faut prendre en considération les éléments suivants :

- Le mécanisme principal de dissipation de l'énergie est, soit la formation des rotules plastiques dans les zones critiques, soit le cisaillement plastique le long des joints (cas des structures en murs porteurs).
- Les coefficients de sécurité utilisés dans le cas d'un chargement monotone ne sont pas suffisants pour tenir compte de l'endommagement post-élastique engendré lors d'un chargement cyclique. Aussi, la résistance du calcul des assemblages préfabriqués doit être réduite.
- Dans les structures préfabriquées, le risque d'effondrement progressif dû à la rupture d'un ou plusieurs éléments structuraux est grand en raison du caractère non monolithique des assemblages. Cela va engendrer une redistribution des efforts inégale aux éléments adjacents. Pour résoudre ce problème, les connexions situées dans des zones critiques doivent être surdimensionnées par rapport au reste de la structure.

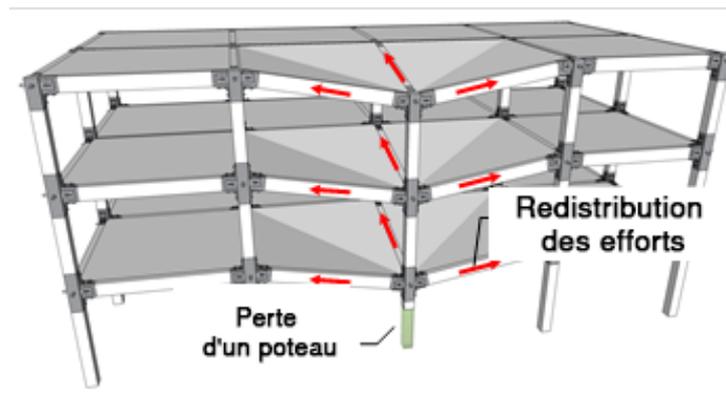


Figure 8.1 – Redistribution des efforts dans le cas d'un effondrement progressive

8.3 Dispositions des assemblages

L'assemblage entre éléments préfabriqués est dimensionné en fonction de sa position dans la structure. Les assemblages situés en dehors des zones critiques ne participe pas à la dissipation d'énergie de la structure, contrairement aux assemblages situés en zone critique.

On distingue trois dispositions principales :

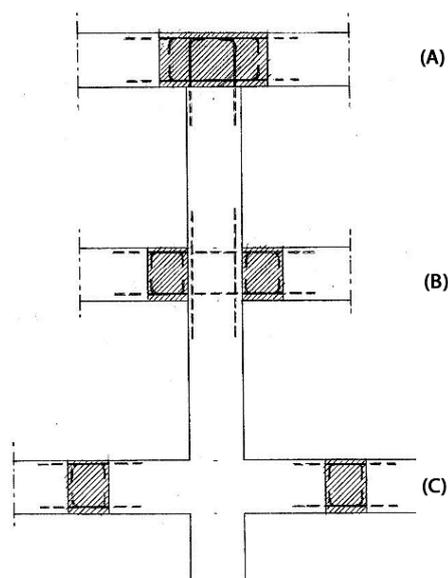
- assemblages situés en dehors des zones critiques ;
- assemblages ductiles situés à l'intérieur des zones critiques des ossatures ;
- assemblages surdimensionnés (rigides) situés à l'intérieur des zones critiques, les rotules plastiques étant situées hors des assemblages.

8.4 Assemblage poteau-poutre humide

Les assemblages humides doivent avoir les mêmes performances que les nœuds des ouvrages monolithiques. Celles-ci sont obtenues en utilisant un béton ordinaire ou un béton fibré coulé sur place entre les éléments préfabriqués. La résistance du béton coulé sur place dépend de la disposition à réaliser (rigide, ductile...).

Les modes de rupture dominants sont :

- Rupture en flexion de l'assemblage due à la déformation des barres tendues longitudinales ;
- Rupture de l'ancrage des barres tendues ;



- (A) : Assemblage à l'intérieur du poteau ;
- (B) : Assemblages à l'extrémité de la poutre ;
- (C) : Assemblages en dehors la zone critique.

Figure 8.2 – Position d'assemblages humides

- Rupture en cisaillement longitudinal à l'interface entre la poutre préfabriquée et la dalle de compression coulée sur place.

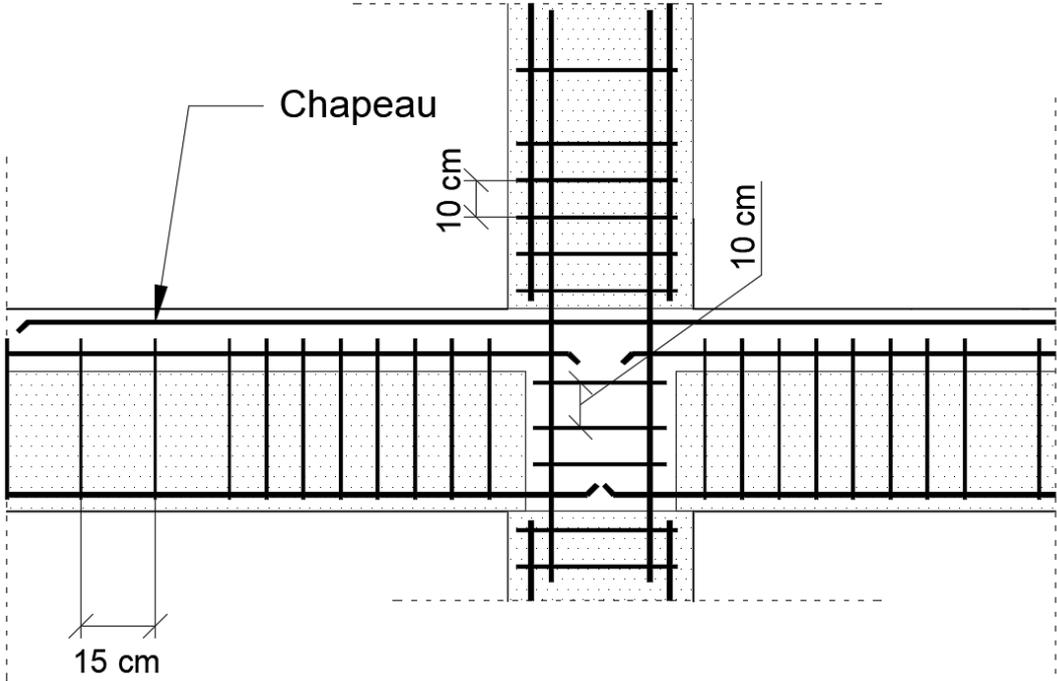
Pour notre étude, l'assemblage poteau-poutre se fait à l'intérieur du poteau. Ensuite, le nœud est rempli par un béton fibré pour ajouter un caractère ductile à la connexion.

Ainsi, il ressemble à un nœud poteau- poutre ordinaire, il est soumis aux mêmes vérifications.

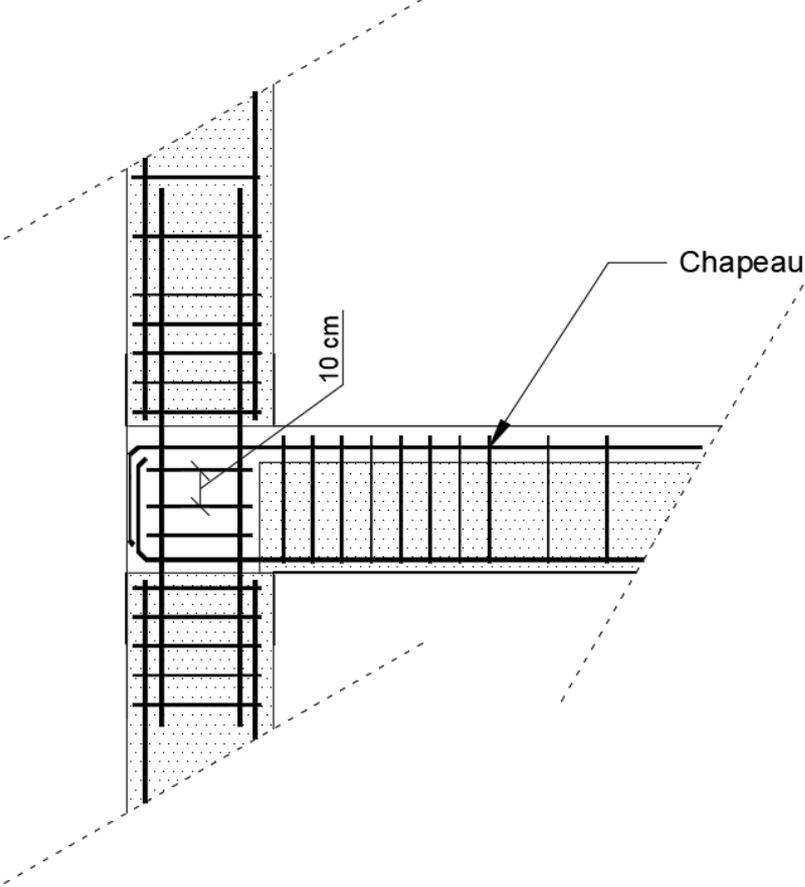
Ces vérifications sont :

- Vérification d'encrage (Éq.5.3).
- Vérification de la compression dans la bielle, dans l'appui d'about (Éq.5.5) et l'appui intermédiaire (Éq.5.7).
- Vérification de l'effort tranchant (Éq.5.6) ;
- Vérification de la répartition des cadres dans l'appui (Éq.7.20).

Les détails de la connexion sont présentées dans la figure 8.3 pour deux appuis, un appui d'about et un appui intermédiaire.



(a) Appui intermédiaire



(b) Appui d'about

Figure 8.3 – Détails des connexions humides

8.4.1 Localisation des rotules plastiques

Pour réduire le risque d'un mécanisme, l'inégalité suivante doit être vérifiée [34] :

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (8.1)$$

Où :

M_{Rc} : somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud ;

M_{Rb} : somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.

Le risque de formation des rotules plastiques dans les poteaux des ossatures préfabriquées est grand, en raison des dimensions des poutres qui doivent être suffisamment importantes pour assurer le confinement du béton. Aussi, pour résoudre ce problème, certaines études proposent des solutions alternatives au principe « poteau fort-poutre faible » afin de localiser les rotules dans les poutres.

Il existe deux approches pour localiser une rotule plastique. La première approche sert à renforcer le joint poteau-poutre avec des armatures . Ces armatures peuvent être rectilignes ou courbes à 90° ou 60° (Fig.8.4). La deuxième approche consiste à affaiblir la capacité de la poutre (Fig.8.5), en changeant la section des armatures principales dans la zone nodale.

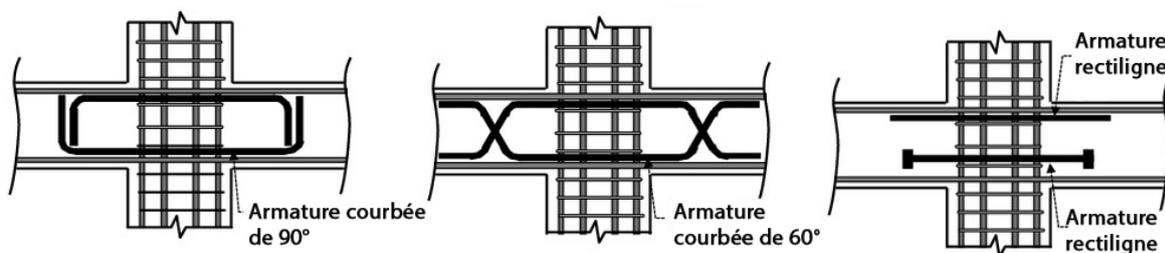


Figure 8.4 – Méthodes du renforcement du joint poteau-poutre

La figure 8.6 présente les modes de ruptures et de fissuration de cinq spécimens d'essai[18].

Les spécimens (a) et (b) subissent un glissement important dû au manque d'ancrage des barres avec une fissuration diagonale du béton produite dans les joints poteau-poutre.

Au niveau des spécimens (c), (d) et (e), le glissement des barres et la fissuration diagonale du béton ont diminué de manière significative dans les nœuds. Ceci a amélioré la dissipation d'énergie de 28% à 128% par rapport les spécimens (a) et (b).

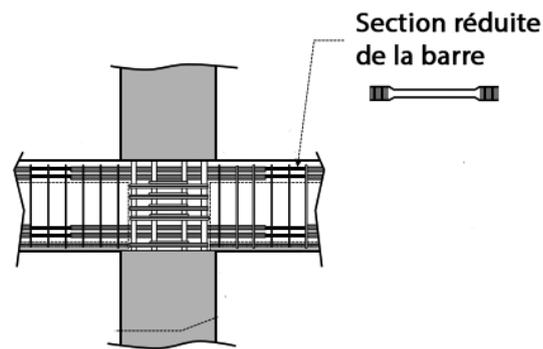
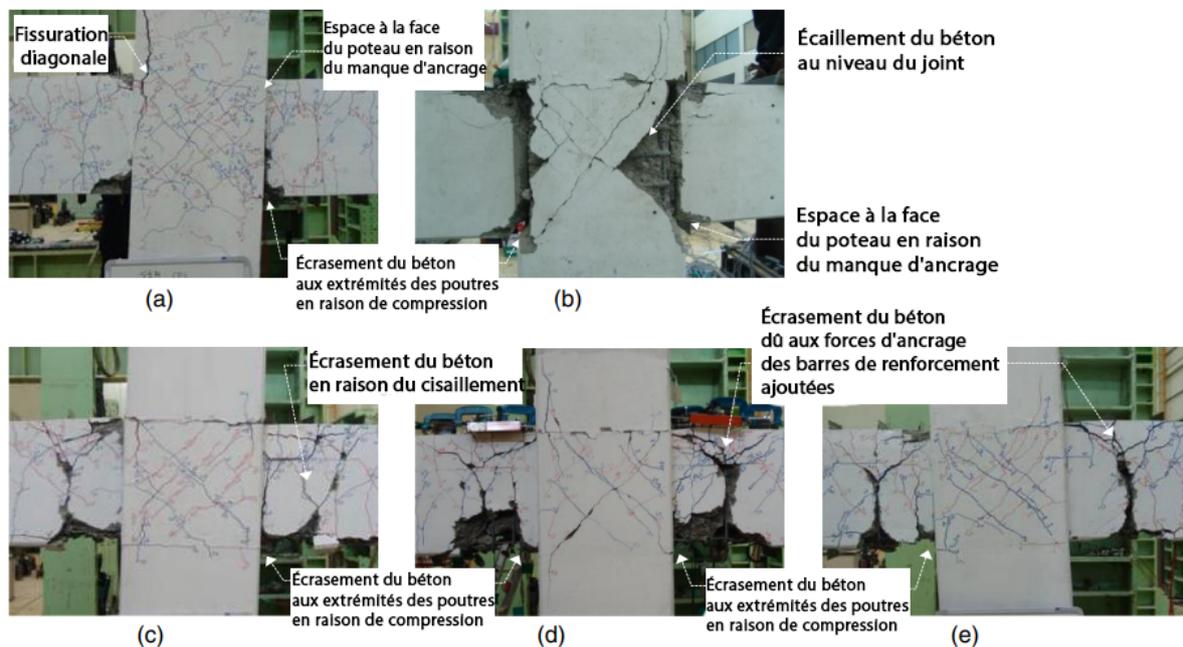


Figure 8.5 – Méthode de localisation par affaiblissement



- (a) : spécimen monolithique ;
- (b) : spécimen préfabriqué ;
- (c) : spécimen avec réduction de section d'armature ;
- (d) : spécimen renforcé par armature courbée de 90° ;
- (e) : spécimen renforcé par des armatures rectilignes.

Figure 8.6 – Fissuration et modes de rupture des spécimens à la fin de l'essai [18]

8.5 Assemblage poteau-poutre par brochage

L'assemblage est réalisé à l'aide de tige reliant les poteaux aux poutres. Ce type d'assemblage transmet essentiellement les efforts de cisaillement. Les tiges de liaison possèdent une certaine résistance au moment, mais pas suffisante pour transmettre la totalité du moment aux poutres.

La rupture peut se produire par écrasement local du béton autour de la tige. Cela peut augmenter le bras de levier et engendrer une flexion au niveau de celle-ci qui peut entraîner la formation de rotules plastiques (rupture par flexion).

Une rupture fragile par cisaillement est extrêmement improbable, à moins que l'espace entre les deux surfaces du béton soit faible.

Il existe deux approches pour dimensionner ce type d'assemblages. La première méthode sert à utiliser des formules analytiques dérivées du principe de *cisaillement-frottement* (§.5.5.1)). La deuxième utilise les équations dérivées des essais expérimentaux pour évaluer la résistance ultime de la tige. Ces deux méthodes sont présentées ci-dessous.

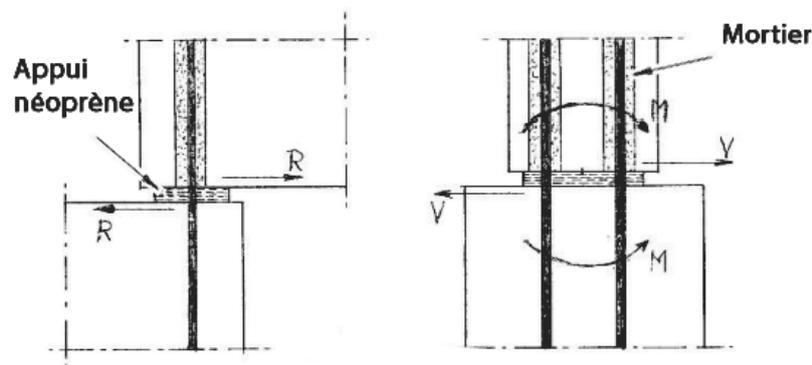


Figure 8.7 – Assemblage poteau-poutre par brochage

8.5.1 Évaluation par la méthode analytique

Pour évaluer la résistance ultime de cisaillement à l'interface entre le poteau et la poutre, cette méthode suppose que la tige seule supporte l'effort de cisaillement et ignore les autres mécanismes de reprise des efforts de cisaillement.

La résistance ultime d'une tige soumise aux efforts de cisaillement est donnée par :

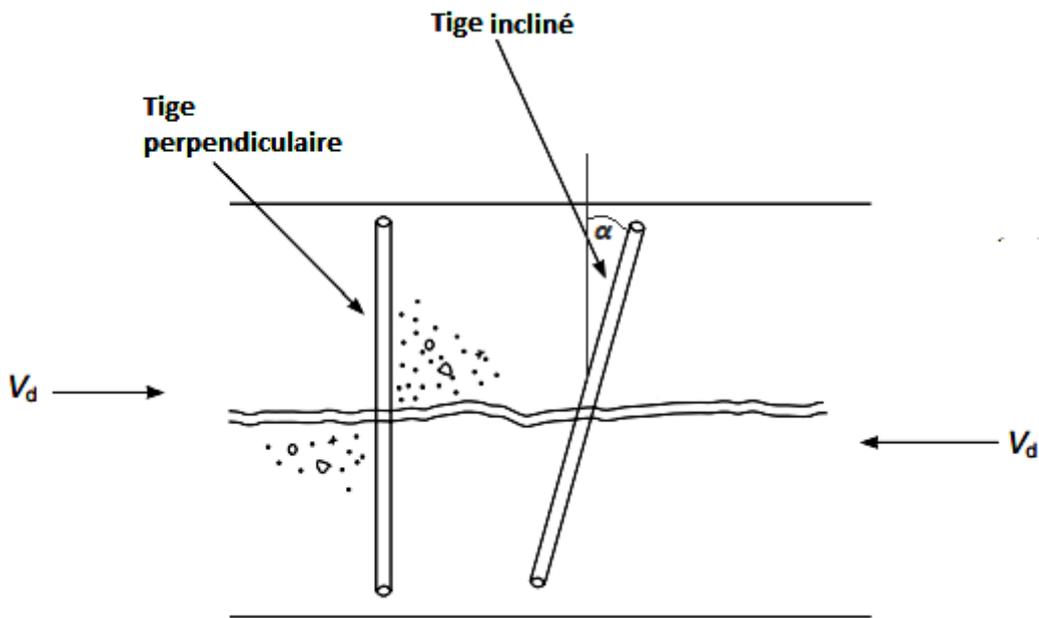


Figure 8.8 – Disposition d’assemblage poteau-poutre par brochage

$$R_d = 0.6 \times f_y \times A_s \times \cos \alpha \quad (8.2)$$

Où :

f_y : limite élastique de la tige ;

A_s : section de la tige à l’interface de cisaillement.

8.5.2 Évaluation par la méthode empirique

Si la tige se trouve à une distance loin du bord de la poutre ($> 6 \times \Phi$), la résistance ultime de la tige sous un chargement monotonique est évaluée par l’expression [7, 8, 6] :

$$R_{u,m} = k \times d_b^2 \times \sqrt{f_{cc} \times f_y} \quad (8.3)$$

Où :

k : constant déterminée expérimentalement, d’après le travail de *Rasmussen* [6] $k = 1.3$;

f_{cc} : résistance caractéristique du béton. Si cette résistance n’est pas la même dans le poteau et la poutre, la plus grande résistance est utilisé ;

d_b : diamètre de la tige ;

f_y : limite élastique de la tige.

Dans le cas d'un chargement cyclique, la capacité de la connexion est considérablement réduite en raison de la dégradation cyclique du béton et de l'acier. L'expression 8.3 est modifiée pour tenir compte de cette dégradation :

$$R_{u,c} = 0.5 \times R_{u,m} = 0.65 \times d_b^2 \times \sqrt{f_{cc} \times f_y} \quad (8.4)$$

Les formules 8.3 et 8.4 ont été établies pour des systèmes constitués de seulement deux blocs de béton sans armature de renforcement. Dans les structures préfabriquées réelles, les connexions par brochage sont plus complexes. Le béton dans la connexion est considérablement confiné. En plus, un appui en néoprène est généralement placé entre le poteau et la poutre.

De plus, de grandes rotations relatives entre la poutre et le poteau sont prévues dans le cas d'une action sismique importante. Une perte considérable de la capacité de résistance de l'assemblage est associée à ces grandes rotations relatives. Sur la base des résultats des expériences réalisées dans le cadre du projet SAFECAST[3], des formules modifiées ont été proposées, qui tiennent compte de ces rotations relatives.

$$\text{Cas des rotations relatives petites : } R_{u,sr} = 1.1 \times d_b^2 \times \sqrt{f_{cc} \times f_y} \quad (8.5)$$

$$\text{Cas des rotations relatives grandes : } R_{u,lr} = 0.9 \times d_b^2 \times \sqrt{f_{cc} \times f_y} \quad (8.6)$$

Ces formules sont applicables si la force est appliquée à l'interface du béton. Si la force est excentrée d'une distance e de la surface, la formule 8.3 sera [6] :

$$R_{u,m} = k \left(\sqrt{1 + (\varepsilon k)^2} - (\varepsilon k) \right) d_b^2 \sqrt{f_{cc} f_y} \quad \text{Avec : } \varepsilon = 3 \frac{e}{d_b} \sqrt{\frac{f_{cc}}{f_y}} \quad (8.7)$$

Pour notre cas, la connexion supporte une force $R_{Ed} = 98kN$. Cette force est divisée sur deux tiges de diamètre 25 mm. La résistance de la connexion (les deux tiges) est calculée en utilisant les équations précédentes. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les principaux modes de rupture sont énumérés ci-dessous :

- rupture à cause des contraintes combinées de cisaillement, de traction et de flexion sur la barre d'acier et des contraintes d'appui sur le béton ;
- écrasement du bord en béton de la poutre dû aux contraintes de traction ;

Tableau 8.1 – Évaluation de la résistance de la connexion

Méthode	Valeur (kN)	R/R_d	Vérification
Shear friction	294.52	0.33	Vérifiée
Force monotone	137.57	0.45	Vérifiée
Force cyclique	107.48	0.91	Vérifiée
Force cyclique avec des petites rotations	181.89	0.53	Vérifiée
Force cyclique avec des grandes rotations	148.82	0.65	Vérifiée
Force excentrée monotone	124.05	0.78	Vérifiée

- arrachement de la tige sous l'action due à M;
- rupture par cisaillement sous l'action de V.

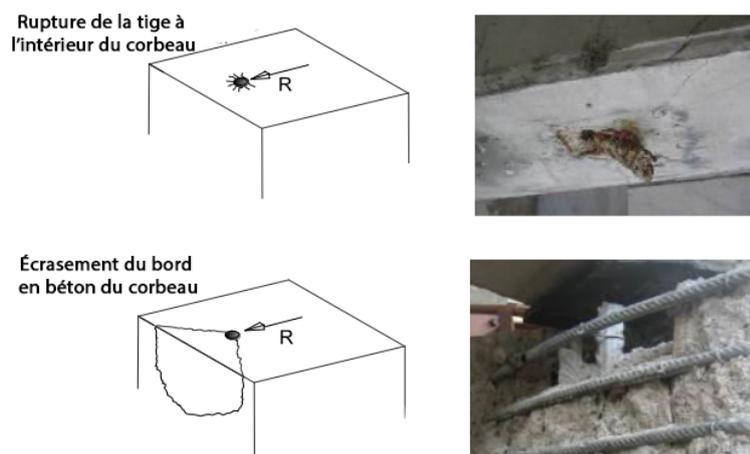


Figure 8.9 – Modes de rupture de la tige

Le rapport *SAFECAST*[3] a présenté des formules empiriques pour réduire le risque de ces modes. Par la suite, nous présentons ces formules.

8.5.3 Vérification du bord en béton de la poutre

Contrairement à la vérification de la résistance de la connexion, la vérification du bord en béton de la poutre se fait pour chaque tige individuellement, en fonction de la distance entre l'axe de la tige et le bord de la poutre et le classe du béton.

En plus, la vérification du bord en béton de la poutre et le corbeau (ou bien poteau) est nécessaire dans le cas où $c < 6 \times \Phi$.

La résistance de la tige est calculée comme suit :

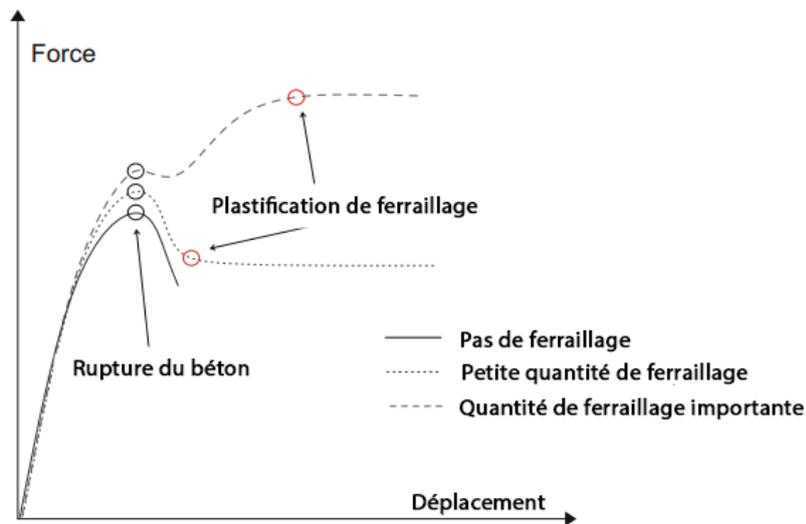


Figure 8.10 – Effet de l’ajout des armatures au bord de la poutre

$$R_{Rk} = 1.4 k\varphi^\alpha h^\beta \sqrt{f_{ck,cube} c^3 \Psi_{re}} \quad (8.8)$$

Avec :

$$\alpha = 0.1(h/c)^{0.5} \quad \beta = 0.1(\varphi/c)^{0.2} \quad (R/R_{Rk}) \leq 1 \quad k = b/(3c) \leq n$$

Où :

$f_{ck,cube}$: résistance de compression cubique du béton ;

φ : diamètre de la tige ;

c : distance entre l’axe de la tige et le bord de la poutre ;

h : longueur effective de la tige $h = 8\varphi$;

b : largeur du poteau ;

n : nombre des tiges ;

Ψ_{re} : coefficient égale à 1.4 si le béton est armé, sinon il est égal à 1.

Application numérique :

$$R_{Rk} = 50.50kN, R = R_{Ed}/2 = 49kN$$

Donc, $(R/R_{Rk}) \leq 1$ est vérifié.

8.5.4 Vérification d'arrachement de la tige

L'arrachement peut se produire si l'adhérence entre la tige et le mortier de scellement (appelé aussi grout) n'est pas suffisant. Cette adhérence est vérifiée par l'équation suivante :

$$l_b u f_{bd} \geq A_s f_{ym} \quad (8.9)$$

Avec :

$$f_{bd} = 0.45 f_{md} \qquad f_{ym} = 1.08 f_y$$

Où :

l_b : longueur d'encrage de la tige dans la poutre ;

A_s : section de la tige ;

u : périmètre de la tige ;

f_{md} : résistance caractéristique en compression du mortier de scellement ;

f_y : limite élastique de l'acier.

Application numérique :

$l_b u f_{bd} = 1.27 \geq A_s f_{ym} = 0.53$. Donc, l'arrachement est vérifié.

8.5.5 Vérification de cisaillement

Finalement, il faut vérifier la résistance de la tige au cisaillement. La rupture de la tige par cisaillement est peu probable à cause la résistance importante de la tige aux efforts tranchants. La vérification est faite comme suite :

$$V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd} \geq V \quad (8.10)$$

Où :

$V_{dd} = 1.3 A_s \sqrt{f_{cd} f_{yd}}$: résistance de cisaillement de la tige

$V_{fd} = 0.25 b \times x \times f_{cd}$: résistance de cisaillement du béton

b largeur de l'appui néoprène ;

x épaisseur de l'appui néoprène.

Application numérique :

$$V_{dd} = 168kN, V_{fd} = 76.5kN$$

Donc, $V_{dd} + V_{fd} = 245.39kN > V = 98kN$ est vérifié.

8.6 Conclusion

Les spécifications des normes de calcul restent insuffisantes pour la conception des assemblages à cause du grand nombre des variétés des connexions.

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à deux types d'assemblages : assemblage poteau-poutre humide et assemblage par brochage en nous appuyons sur les résultats de certaines recherches. Ces recherches proposent des équations empiriques pour évaluer la résistance de l'assemblage. Et, c'est avec ces équations que nous avons dimensionnées ces deux types d'assemblages.

Conclusion générale

L'élaboration d'un chemin pour étudier une construction en béton préfabriqué contreventé par des portiques dans une zone de haute sismicité donne l'opportunité pour réaliser ce type d'ouvrage au futur en Algérie. Par conséquent, la préfabrication va offrir des solutions économiques, plus rapides et de haute qualité pour le domaine du bâtiment en Algérie.

Alors, nous nous sommes intéressés dans ce projet de fin d'étude, dans le but de faire les premiers pas dans l'élaboration d'un avis technique qui porte sur les modalités d'utilisation des portiques autostables destinés aux bâtiments d'habitation en Algérie.

La réalisation d'un bâtiment entièrement préfabriqué contreventé par des portiques en Algérie n'est pas autorisée par CBA93. Cela est dû à la liaison poteau-poutre qui est considérée un point faible dans la structure. À la période de la création de ce code de calcul, même les normes étrangères ne possèdent pas des spécifications sur le comportement d'une structure préfabriquée. C'était jusqu'en 1994, aux États-Unis, le NEHRP (Programme national de réduction des risques sismiques) publie le premier document technique avec les spécifications du dimensionnement parasismique des structures préfabriquées.

Aujourd'hui, des nombreuses normes de calcul et conception disposent des règles spéciales pour le béton préfabriqué. Mais la plupart de ces règles est basée sur le principe du dimensionnement en capacité, qui reste non utilisé par le règlement algérien.

Notre étude a commencé par découvrir la technologie du béton préfabriqué. En faisant une conception basée sur des éléments constructifs disponibles dans le marché algérien.

Ces éléments ont une résistance à la compression qui peut atteindre 45 MPa. La qualité du produit finale est vérifiée durant toutes les étapes de fabrication, de la préparation du ferrailage à la vérification de la résistance du béton avant le démoulage.

Par la suite, le calcul de ce type de construction nous a imposé d'étudier les différentes contraintes qui influent sur le dimensionnement d'un élément en béton préfabriqué. Ces contraintes sont représentées par :

- les limitations des moules de fabrication disponibles sur usine ;
- les sollicitations présentes durant les phases transitoires (démoulage, stockage, transport, levage) ;

- le type et la position des assemblages dans l'élément ;
- les exigences réglementaires.

À travers les différentes étapes de conception, nous avons pu nous familiariser avec les différents règlements spécialisés dans le calcul des structures préfabriquées : Eurocode, ACI, PCI, et les règlements Algériens : CBA 93 et RPA 99 V2003.

À l'issue de ce mémoire, l'étude de ce projet était l'occasion pour exploiter nos connaissances acquises lors de ces trois années cycle supérieure d'études d'ingénieur. Les cours de structures en béton, béton armé, dynamique de structure et tant d'autres nous ont permis de mener à bien notre étude. Nous n'avons aussi eu l'opportunité pour découvrir les démarches suivies pour bien étudier des éléments en béton préfabriqué.

Pour ce qui suit, nous espérons que ce travail sera un point de départ pour les futures études de la superstructure d'une structure en béton préfabriqué en Algérie.

Bibliographie

- [1] J Le Covec. *Calcul selon B.A.E.L. 83*. Eyrolles, 1984.
- [2] J.-M. Husson. *Étude des structures en béton aux Eurocodes*. CASTEILLA, 2012.
- [3] Paolo Negro et Giandomenico Toniolo. *Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions*. CORDIS, jan. 2012. isbn : 978-92-79-25250-1. doi : 10.2777/37605.
- [4] K.S. Elliott. *Precast Concrete Structures*. CRC Press, 2017. isbn : 9781498723992. url : <https://books.google.dz/books?id=GmCZDAEACAAJ>.
- [5] Kim S. Elliott. *Historical and Chronological Development of Precast Concrete Structures*. John Wiley & Sons, Ltd, 2017. Chap. 1, p. 1-60. isbn : 9781118876503. url : <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/9781118876503.ch1>.
- [6] B RASMUSSEN. “The carrying capacity of transversely loaded bolts and dowels embedded in concrete.” In : *Bygningsstatistiske Meddelelser* 34 (1963).
- [7] H DULACSKA. “Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete”. In : *Journal of the American Concrete Institute* 69 (déc. 1972).
- [8] G MILLS. “A partial kinking yield criterion for reinforced concrete slabs”. In : *Magazine of Concrete Research* 27 (mars 1975).
- [9] Sher Ali Mirza et Richard W Furlong. “Serviceability Behavior and Failure Mechanisms of Concrete Inverted T-Beam Bridge Bent Caps”. In : *ACI Journal* 80 (1983).
- [10] Sher Ali Mirza et Richard W Furlong. “Strength Criteria for Concrete Inverted T-Girder”. In : *Journal of Structural Engineering* 109 (1983).
- [11] Sher Ali Mirza et Richard W Furlong. “Design of Reinforced and Prestressed Concrete Inverted T-Beams for Bridge Structures”. In : *PCI Journal* 30 (1985).
- [12] T. Tassios et Elizabeth Vintzileou. “Mathematical Models for Dowel Action under Monotonic Conditions”. In : *Magazine of Concrete Research - MAG CONCR RES* 38 (jan. 1986), p. 13-22. doi : 10.1680/macr.1986.38.134.13.

- [13] R Park Et al. “Seismic design of precast concrete building structures, State-of-art report”. In : *fib* (2003).
- [14] Turan Ozturan, Sevket Ozden et Onur Ertas. “Ductile connections in precast concrete moment resisting frames”. In : *PCI Journal* 9 (2006), p. 11.
- [15] Blaž Zoubek et al. “Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings”. In : *Engineering Structures* 52 (2013), p. 179-191. issn : 0141-0296. doi : <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.028>. url : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029613000928>.
- [16] Rohit B Nimse, Digesh D Joshi et Paresh V Patel. “Behavior of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario : an experimental study”. In : *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)* 6 (2014).
- [17] Viorel Popa et al. “Experimental testing on emulative connections for precast columns using grouted corrugated steel sleeves”. In : *Bulletin of Earthquake Engineering* 13 (2015).
- [18] Eom Tae-Sung et al. “Plastic Hinge Relocation Methods for Emulative PC Beam–Column Connections”. In : *Journal of Structural Engineering* 142 (juill. 2015).
- [19] Blaž Zoubek, Matej Fischinger et Tatjana Isakovic. “Estimation of the cyclic capacity of beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings”. In : *Bulletin of Earthquake Engineering* 13 (juill. 2015). doi : 10.1007/s10518-014-9711-0.
- [20] Marco Breccolotti et al. “Beam-column joints in continuous RC frames : Comparison between cast-in-situ and precast solutions”. In : *Engineering Structures* 127 (2016), p. 129-144. issn : 0141-0296.
- [21] Bruno Dal Lago, Giandomenico Toniolo et Marco Lamperti Tornaghi. “Influence of different mechanical column-foundation connection devices on the seismic behaviour of precast structures”. In : *Bulletin of Earthquake Engineering* 14 (2016). issn : 1573-1456.
- [22] Haider Hamad Ghayeb, Hashim Abdul Razak et N.H. Ramli Sulong. “Performance of dowel beam-to-column connections for precast concrete systems under seismic loads : A review”. In : *Construction and Building Materials* 237 (2020), p. 117582. issn : 0950-0618. url : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181933034X>.
- [23] Pedro Santos et Eduardo Júlio. “Shear-Friction. Concept, Codes and New Trends”. In : (2010).

- [24] N Randl. “Investigations on transfer of forces between old and new concrete at different joint roughness”. Thèse de doct. University of Innsbruck, 1997.
- [25] Boubakeur Messelem et Amine Guenniche. *Reinforcement d'un bâtiment R+5+SS en panneaux préfabriqués*. PFE. 2000.
- [26] Mohamed Boukhemacha et H'mida Hamidane. *Calcul d'un bâtiment en R+5 à usage d'habitation et commercial*. PFE. 2006.
- [27] Sana STIHL. “Bâtiment”. 2019.
- [28] Nadjia BAOUCHE. “Constructions parasismiques”. 2020.
- [29] Nadjia BAOUCHE. “Structures en béton”. 2020.
- [30] Messaouda CHERRAK. “Béton Armé”. 2020.
- [31] Noureddine BOURAHLA. “Dynamique des structures 2”. 2021.
- [32] Centre Nationale En Recherche Appliqué En Génie Parasismique. *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93*. 1993.
- [33] Centre Nationale En Recherche Appliqué En Génie Parasismique. *Règles parasismiques algériennes RPA99*. 2003.
- [34] European Committee for Standardization. *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. 2005.
- [35] 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*. 2005.
- [36] *BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE*. Farmington Hills, MI, U.S.A. : American Concrete Institute, 2008.
- [37] *Batiments industriels à un seul niveau*. Avis Technique. Centre National d'Études et Recherches Intégrées du Batiment, fév. 2017.
- [38] *ALCAHYD PRECAST WALL*. Avis Technique. Centre National d'Études et Recherches Intégrées du Batiment, déc. 2019.