

UNIVERSITÉ LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

FACULTÉ DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉTUDE COMPARATIVE DES POUTRES EN BETON ARME ET EN BETON PRÉCONTRAINT :

Application à un bâtiment commercial R+2 avec sous-sol

Travail présenté et défendu en vue de l'obtention du
diplôme de bachelor en sciences de l'ingénieur

Par : OGALA KASHAKALI Kethia

Option : Génie civil

Directeur : Dr Ally ALINABIWE

Encadreur : Ir Yvan KAHASHI

ANNEE ACADEMIQUE 2024 - 2025

Epigraphe

*« Le béton ne doit jamais travailler en traction ; il faut lui imposer à l'avance des compressions
qui s'y opposent. »*

Eugène FREYSSINET

Dédicace

À mes parents, NETTO BUHENDWA et BIBISH MUKUNDWA

OGALA KASHAKALI Kethia.

Remerciements

Du début jusqu'au terme de ce travail de fin de premier cycle des études universitaires du système LMD, nous avons bénéficié du soutien ; des encouragements et de l'aide de plusieurs personnes à qui un grand devoir nous revient, celui d'exprimer nos sincères remerciements car de nous-mêmes nous ne serions pas parvenus. Nos premières pensées vont au bon Dieu le Tout-Puissant qui nous a donné la force, la santé et l'intelligence d'accomplir un travail aussi complexe que celui-ci.

Nous adressons également nos remerciements au corps administratif et académique de l'Université Libre des Pays de Grand Lac. Que la faculté des Sciences et Technologies trouve ici notre reconnaissance pour sa formation qui nous a permis d'aboutir au terme de cette recherche en vue de consolider nos connaissances et ajouter un plus à notre savoir.

Nos remerciements sont également adressés au Dr. Ir. Ally ALINABIWE directeur de ce travail et à l'Ir Yvan KHASHI encadreur de ce travail qui sans leurs interventions, remarques et suggestions nous n'aurions pas abouti au terme de ce mémoire et produire un travail aussi présentable

A notre père BUHENDWA KASHAKALI et notre maman MUKUNDWA BIBISHE, à nos frères et sœurs entre autre Jemimah K, Josaphat K, Japhet K, Joslin K, Jospin K, Merveille B, Grace B, GLodie M, Gradie M, pour leur amour indéfectible et soutien.

Nous ne saurions terminer cette page sans souligner notre reconnaissance à nos camarades et amis, Yvon L, Viatl N, Phillippe K, Anselme A, Elie C, Noah M, Patrick M, Bernadette B, Eustadel B, Aboubakar N. pour l'esprit de solidarité, l'entraide et les moments de partage qui ont rendu ce parcours académique enrichissant et inoubliable.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail. Que chacun trouve ici l'expression sincère de notre profonde reconnaissance.

Résumé

Ce travail présente une étude comparative des poutres en béton armé (BA) et en béton précontraint (BP), appliquée à un bâtiment commercial R+2 avec sous-sol. L'objectif principal était d'évaluer l'impact de la précontrainte sur le comportement structural des poutres de grande portée, en analysant les efforts internes, la fissuration et les déformations, selon les réglementations BAEL et BPEL. Les résultats montrent que les poutres en BP réduisent significativement les moments fléchissant (35,55 % à l'ELU et 32,6 % à l'ELS) par rapport aux poutres en BA grâce à une compression initiale qui compense les effets de traction, limitant la fissuration et permettant l'utilisation de sections plus optimisées. En revanche, les efforts tranchants sont plus élevés en BP (175,5 % à l'ELU et 160,5 % à l'ELS), nécessitant une attention particulière au dimensionnement des armatures transversales.

Les deux solutions respectent les critères de flèche admissible, la poutre BP atteignant ces performances avec une section de 35,71% plus réduite qu'en BA et moins d'armatures passives. Certaines limitations sont relevées : absence d'essais expérimentaux, usage d'une section rectangulaire uniquement, et limitations du logiciel RSA pour modéliser les pertes de précontrainte et les effets différés.

Pour les travaux futurs, nous recommandons d'explorer d'autres géométries de section et d'utiliser des logiciels spécialisés en béton précontraint pour affiner l'optimisation du rapport résistance-poids et la consommation de matériaux.

Mot clés : Etude comparative, béton armé, béton précontraint, poutre.

Abstract

This study focuses on the comparison between reinforced concrete (RC) beams and prestressed concrete (PC) beams in a commercial R+2 building with a basement. The main objective was to evaluate the impact of prestressing on the structural behavior of long-span beams, by analyzing internal forces, cracking, and deformations, according to BAEL and BPEL regulations.

The results show that PC beams significantly reduce bending moments (35.55 % at the ULS and 32.6 % at the SLS) compared to RC beams thanks to an initial compression that compensates for the tensile effects, limiting cracking and allowing the use of more optimized sections. In contrast, shear forces are higher in PC beams (175.5 % at the ULS and 160.5 % at the SLS), requiring particular attention to the design of transverse reinforcements.

Both solutions meet the allowable deflection criteria, with the PC beam achieving these performances with a smaller section and fewer passive reinforcements. Some limitations were noted: absence of experimental tests, use of only a rectangular section, and limitations of the RSA software to model prestress losses and delayed effects.

For future work, we are recommended to explore other section geometries and to use specialized prestressed concrete software to refine the optimization of the strength-to-weight ratio and material consumption.

Keywords : comparative study, reinforced concrete, prestressed concrete, beams.

Table des matières

Epigraphe	i
Dédicace	ii
Remerciements	iii
Résumé	iv
Table des matières	vi
Liste des tableaux	x
Liste des figures	xi
0. Introduction générale	1
0.1. Contexte/Généralités sur le thème	1
0.2. Identification et formulation du problème	1
0.3. Questions de recherche	2
0.4. Formulation des hypothèses	2
0.5. Justification du choix du sujet et motivations	3
0.6. Énoncé des objectifs de recherche	3
0.6.1. L'objectif général	3
0.8. Subdivision du travail	4
Chapitre 1 CADRES THÉORIQUES ET GÉNÉRALITÉS	5
1.1 INTRODUCTION	5
1.2 GÉNÉRALITÉS SUR LE BETON ARME [11]	5
1.2.1 Définition et principe du béton armé [11]	5
1.2.2 Caractéristiques des matériaux [16]	7
1.2.3 Avantages et inconvénients du béton armé [10]	10
1.3 GÉNÉRALITÉS SUR LE BETON PRÉCONTRAINTE	11
1.3.1 Historique [1]	12
1.3.2 Principe	13

1.3.3	Mode de précontrainte [1].....	15
1.3.4	Avantages et inconvénients du béton précontraint	19
1.3.5	Caractéristiques des matériaux	20
1.4	CONCLUSION PARTIELLE.....	24
Chapitre 2 MÉTHODOLOGIE.....		25
2.1	INTRODUCTION.....	25
2.2	PRÉSENTATION DU CAS D'ÉTUDE	25
2.3	BASES NORMATIVES ET DONNÉES DE CALCUL	26
2.3.1	Normes et règlements utilisés	26
2.3.2	Caractéristiques des matériaux	27
2.3.3	Charges prises en compte.....	29
2.3.4	Combinaison des charges (actions) [12]	29
2.4	PRÉDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	32
2.4.1	Prédimensionnement de la poutre en BA [10].....	32
2.4.2	Prédimensionnement de la dalle [10].....	33
2.4.3	Prédimensionnement de la poutre en BP [13].....	33
2.5	DETERMINATION DES SOLlicitATIONS [12]	34
2.6	ANALYSE DES CONTRAINTES.....	34
2.6.1	Contraintes dans la poutre en béton armé [10]	34
2.6.2	Contrainte dans la poutre en béton précontraint [13].....	36
2.7	DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION.....	38
2.7.1	Dimensionnement et vérification de la poutre en béton armée.....	38
2.7.2	Dimensionnement et vérification de la poutre en béton précontraint	39
2.8	PRÉSENTATION DU LOGICIEL ROBOT [5].....	49
2.8.1	La modélisation.....	50
2.8.2	Résultat de calcul obtenus par le logiciel robot	50
2.9	CONCLUSION PARTIELLE.....	50
Chapitre 3 PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS ..		52
3.1	INTRODUCTION.....	52
3.2	CONCEPTION ARCHITECTURALE.....	52

3.3	PLAN STRUCTURAL	53
3.3.1	Charges prises en compte.....	54
3.4	PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	55
3.4.1	Prédimensionnement de la dalle pleine.....	55
3.4.2	Prédimensionnement de la poutre en BA.....	56
3.4.3	Prédimensionnement de la poutre en BP	56
3.5	DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE EN BA.....	56
3.6	DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE EN BP	57
3.6.1	Caractéristiques des matériaux	58
3.6.2	Étude de la précontrainte	59
3.6.3	Calcul de la perte de précontrainte par post tension	60
3.6.4	Justification vis-à-vis des états limites.....	62
3.6.5	Sollicitations dans la poutre en BP	62
3.7	VÉRIFICATION DE LA POUTRE.....	65
3.7.1	Vérification de la poutre en BA	65
3.7.2	Vérification de la poutre en BP.....	66
3.7.3	Ferraillage passif de la poutre en BA.....	68
3.7.4	Ferraillage passif de la poutre en BP	70
3.8	COMPARAISON DES RÉSULTATS	72
3.8.1	Section.....	72
3.8.2	Quantité d'acier.....	72
3.8.3	Performance structurelle	72
3.9	CONCLUSION PARTIELLE.....	73
	CONCLUSION GENERALE.....	74
	Bibliographie.....	75
	ANNEXE	77

Liste des abréviations

BAEL : Béton armé aux états limites
BPAEL : Béton précontraint aux états limites
BA : Béton Armé
BP : Béton Précontraint
ELS : État Limite de Service
ELU : État Limite Ultime
RSA : Robot Structural Analysis
G : Charges permanentes
Q : Charges d'exploitation
M : Moment fléchissant
M_g : Moment dû aux charges permanentes
M_q : Moment dû aux charges d'exploitation
M_t : Moment total
V : Effort tranchant
F_z : Effort vertical
P₀ : Force de précontrainte initiale
P_e : Force de précontrainte effective
e : Excentricité du câble de précontrainte
σ_c : Contrainte dans le béton
σ_p : Contrainte dans l'acier de précontrainte
A_s : Section des armatures passives
A_p : Section des câbles de précontrainte
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours
f_{prg} : Contrainte maximale garantie à la rupture
f_{peg} : Contrainte garantie à la limite élastique
E_s : Module d'élasticité de l'acier

Liste des tableaux

Tableau 1-1 Types d'acier utilisés dans la construction [11]	7
Tableau 1-2 Résistances caractéristiques des bétons courant [11]	9
Tableau 1-3 Caractéristiques géométriques des fils de précontrainte [1]	22
Tableau 1-4 Caractéristiques géométriques des barres de précontrainte [1]	22
Tableau 1-5 Caractéristiques géométriques des torons de précontrainte [1]	23
Tableau 2-1 Contrainte limite à l'état limite de service.[5]	35
Tableau 2-2 valeurs limites de contrainte normale [2]	37
Tableau 3-1 Charge prise en compte sur le plancher	55
Tableau 3-2 Sollicitations en ELU de la poutre	57
Tableau 3-3 Sollicitations à l'ELS de la poutre	57
Tableau 3-4 Section d'acier théorique en travée et sur appuis	68
Tableau 3-5 Section d'armature de ferrailage.....	69

Liste des figures

Figure 1-1 Le béton armé [11]	6
Figure 1-2 Principe de fonctionnement du béton armé [11]	6
Figure 1-3 Essai de traction des aciers.....	8
Figure 1-4 Diagramme "contrainte – déformation" expérimental de l'acier [11]	8
Figure 1-5 Diagramme contrainte – déformation réel en compression du béton	10
Figure 1-6 Eléments précontraints [1]	12
Figure 1-7 Fonctionnement d'une poutre en béton armé [1]	14
Figure 1-8 Fonctionnement d'une poutre en béton précontraint [1].....	14
Figure 1-9 : Poutre avec une précontrainte excentrée.....	15
Figure 1-10 : Procédé de précontrainte par post tension [1].....	16
Figure 1-11 Mise en tension des cables	17
Figure 1-12 : Étapes de réalisation de la précontrainte par pré-tension [1]	19
Figure 1-13 : Un toron à 7 fils (T15) [1].....	23
Figure 3-1 Plan Architecturale.....	53
Figure 3-2 : la vue en plan	54
Figure 3-3 : la vue en élévation.....	54
Figure 3-4 : moment fléchissant de la poutre en BP à l'ELS.....	63
Figure 3-5 : Effort tranchant de la poutre en BP à l'ELS	63
Figure 3-6 : Moment fléchissant de la poutre en BP à l'ELU	64
Figure 3-7 : Effort tranchant de la poutre en BP à l'ELU.....	64
Figure 3-8 Figure diagramme des flèches.....	66
Figure 3-9 Flèche après modélisation à l'ELS de la poutre en BP	68
Figure 3-10 : Section d'acier théorique dans la poutre	69
Figure 3-11 : Plan d'exécution de la poutre en BA	70
Figure 3-12 : Ferrailage passif de la poutre à mi- travée	71

0. Introduction générale

0.1. Contexte/Généralités sur le thème

Après une conception architecturale visant à répondre aux besoins du client, à créer un espace fonctionnel et ergonomique, à rechercher l'esthétique, et à respecter l'environnement, l'ingénieur en structure entre pleinement en action. Son rôle est de transformer les idées de l'architecte en une réalité solide, stable et durable, tout en respectant les exigences techniques, économiques et réglementaires. Pour cela, il est confronté à divers types de contraintes qu'il doit analyser, équilibrer et résoudre dans chaque projet.

Parmi les contraintes architecturales majeures, l'ingénieur structure doit souvent faire face à : des grandes portées sans appuis intermédiaires visibles, des porte-à-faux importants et des formes complexes ou irrégulières, exigées par l'esthétique ou la fonctionnalité du bâtiment.

Ces exigences posent des défis critiques pour les éléments porteurs, notamment les poutres, les dalles et les poteaux. C'est dans ce contexte que le choix du type de matériau et du système structural, notamment (béton armé, acier, bois, mixte, béton précontraint) devient une étape cruciale. En effet, une solution mal adaptée peut entraîner : des déformations excessives, des problèmes de sécurité menaçant la stabilité globale de l'ouvrage

0.2. Identification et formulation du problème

Dans la ville de Goma, la conception de bâtiments nécessitant de grandes portées constitue un défi majeur lorsqu'elle repose uniquement sur le béton armé classique. Afin de garantir la stabilité structurale, les ingénieurs sont souvent contraints de multiplier les poteaux intermédiaires pour réduire les portées des poutres. Cette pratique, bien qu'efficace du point de vue statique, engendre des conséquences fonctionnelles notables : entrave à la circulation, réduction de la flexibilité architecturale et difficulté d'aménagement des espaces intérieurs. Ces limitations sont particulièrement observables dans les bâtiments recevant du public, tels que les salles de fête, les

églises ou des mini supermarchés, etc, où l'absence d'espaces libres compromet la qualité d'usage et l'exploitation optimale des volumes.

Par ailleurs, pour les grandes portées en béton armé s'accompagnent généralement d'une augmentation des dimensions des sections et d'acier, cela engendre une augmentation du poids de la structure et une forte densification de ferrailage, d'où le bétonnage devient difficile et impose l'usage d'un béton fluide, ce qui conduit pour le béton ordinaire à une diminution sensible de la résistance [1].

Eu égard à ce qui précède, une conception en béton précontraint se présente comme une alternative car ce dernier peut être soumis à des contraintes importantes et peut assurer une portée relativement longue (poutre, dalles-plancher...). Dans ce présent travail il sera question de faire une étude comparative des poutres en béton armé et en béton précontraint application à un bâtiment commercial R+2 avec sous-sol.

0.3. Questions de recherche

Afin de bien aborder cette problématique, les questions suivantes ont été au centre de ce travail :

1. Quelle est l'influence de la précontrainte sur les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) d'une poutre par rapport à une poutre en béton armé soumise aux mêmes charges ?
2. Comment le béton précontraint permet-il de réduire le risque de fissuration dans les poutres de longue portée comparativement au béton armé ?

0.4. Formulation des hypothèses

A ces différentes questions, les hypothèses suivantes ont été émises :

1. Les poutres en béton précontraint présenteraient des efforts internes plus faibles que les poutres en béton armé soumises aux mêmes condition de charge.
2. La précontrainte limiterait l'apparition et l'ouverture des fissures en améliorant le comportement à l'état limite de service par rapport au béton armé.

0.5. Justification du choix du sujet et motivations

Compte tenu de la nécessité de proposer des solutions de construction plus performantes, adaptées aux réalités de la ville de Goma faisant face à une croissance urbaine manifeste, il s'impose des exigences accrues en matière de sécurité et de durabilité des structures.

De ce fait, ce travail combinant l'analyse technique et un contexte réel d'application contribue au renforcement de nos compétences en conception et en modélisation étant étudiant finaliste de licence en génie civil.

En outre, il permettra de mieux comprendre comment la précontrainte du béton influence la résistance, la durabilité et la déformation des poutres en comparaison avec le béton armé. Cette étude contribue à l'amélioration des méthodes de conception pour des structures plus sûres et performantes basées sur des analyses comparatives et des modélisations.

0.6. Énoncé des objectifs de recherche

0.6.1. L'objectif général

Analyser l'impact de l'utilisation du béton précontraint dans la conception des poutres de longue portée en comparaison avec le béton armé afin d'évaluer les avantages techniques et économiques de cette solution.

0.6.2. Les objectifs spécifiques

- Concevoir un bâtiment commercial R+2 avec sous-sol servant du cas d'étude
- Modéliser le bâtiment dans le logiciel Robot Structural Analysis (RSA) afin d'analyser le comportement structural.
- Comparer les efforts internes dans les poutres en béton armé et en béton précontraint.
- Évaluer l'efficacité du béton précontraint dans la réduction de la fissuration et des déformations des poutres.
- Évaluer l'effet de la précontrainte sur les dimensions géométriques des poutres notamment la hauteur, la section transversale, etc.

0.7. Méthodologie et délimitation du travail

Ce travail adopte une approche comparative et analytique sous les normes BAEL et BPEL reposant sur les étapes suivantes :

1. Revue documentaire : analyse des normes, articles scientifiques et ouvrages spécialisés sur le béton armé, le béton précontraint et leur comportement en flexion.
2. Modélisation numérique : avec le logiciel Robot structural Analysis, on modélise deux structures identiques, l'une en béton armé et l'autre en béton précontraint.
3. Analyse des résultats : comparaison des efforts internes, des zones susceptibles d'être fissurées, et de la flèche.

Cette étude se limite à la comparaison entre poutres en béton armé et en béton précontraint sans aborder les autres éléments structuraux (dalles, poteaux, fondations). Ce travail porte sur des sollicitations types (charges permanentes et variables) sans entrer dans l'analyse non-linéaire complexe.

0.8. Subdivision du travail

Hormis l'introduction générale et la conclusion générale, ce travail est subdivisé en 3 chapitres dont :

Chap. 1 : Cadres théoriques et revue de la littérature.

Chap. 2 : Méthodologie.

Chap. 3 : Présentation et interprétation des résultats.

Chapitre 1 CADRE THÉORIQUE

1.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente succinctement d'une part, les généralités sur le béton armé; dans un premier temps la définition, le principe de fonctionnement, les caractéristiques des matériaux utilisés et enfin les avantages et inconvénients du béton armé.

D'autre part ; les généralités sur le béton précontraint notamment son historique, son principe, les modes de précontraintes, les domaines d'applications, ses avantages et ses inconvénients ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

1.2 GÉNÉRALITÉS SUR LE BETON ARME [11]

En 1848, Joseph Louis Lambot imagina d'associer un réseau de barres d'acier avec du béton de ciment. Ainsi naissait un nouveau matériau mais sans suite. Il réalisa une barque avec ce matériau qu'il exposa à l'exposition universelle de Paris en 1855 ;

Quelques années plus tard, Joseph Monier, un jardinier de Versailles utilisa un procédé similaire pour fabriquer des pots pour fleurs et arbustes. Il fit breveter son invention en 1868 en Allemagne (brevet exploité par l'entreprise MONIER BETON BRAU)

1.2.1 Définition et principe du béton armé [11]

1.2.1.1 Définition

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier (Figure 1-1) alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux (bonne résistance à la compression du béton et bonne résistance à la traction de l'acier). Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.



Figure 1-1 Le béton armé [11]

1.2.1.2 Principe du béton armé

Le béton est un matériau capable de supporter des contraintes de compression très importantes alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). Dans une structure en béton armé, les aciers principaux sont positionnés dans les parties tendues du béton pour compenser la mauvaise résistance du béton en traction (voir l'exemple de la Figure 1-2).

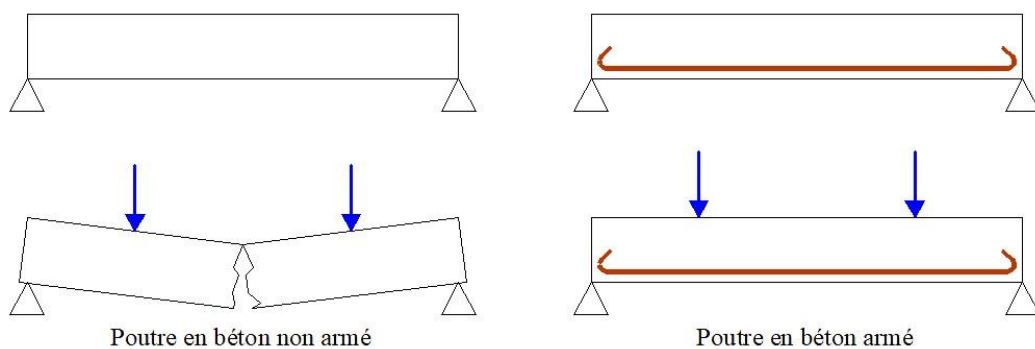


Figure 1-2 Principe de fonctionnement du béton armé [11]

La Figure 1-2 représente un essai de chargement sur une poutre posée sur deux appuis. La poutre en béton, à gauche de la Figure, n'a pas résisté au chargement qui lui a été imposée et a cédé. La cause est la faible résistance du béton aux contraintes de traction qui sont apparues dans sa partie inférieure. La même expérience est refaite mais cette fois-ci en armant la partie tendue de la poutre (partie inférieure) avec des barres en acier

(armatures). On voit bien que la poutre résiste parfaitement au chargement imposé. C'est le principe du béton armé.

1.2.2 Caractéristiques des matériaux [16]

1.2.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Rappelons que l'acier équilibre les efforts de traction et éventuellement les efforts de compression quand le béton seul ne suffit pas. Le matériau acier est un alliage composé de fer et de carbone (en faible pourcentage de carbone).

Les aciers utilisés dans la construction sont composés de deux types selon leur nuance. Les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25% de carbone), et les aciers de nuance mi-dure à dure (0,25 à 0,40% de carbone). La masse volumique de l'acier est environs 7850 kg/m³.

En béton armé, on utilise, des aciers ronds lisses RL, des aciers de haute adhérence HA et des treillis soudés TSL (lisses) et TSH (à haute adhérence). Le tableau 1-1, présente la nuance, la limite d'élasticité, la résistance de rupture et le diamètre courant pour chaque type d'acier utilisé dans la construction en béton armé.

Tableau 1-1 Types d'acier utilisés dans la construction [11]

Type	Nuance	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Résistance de rupture f_r (MPa)	Diamètre courant (mm)
Acier Ronds lisses (RL)	FeE215	215	≥ 330	6, 8, 10 et 12
	FeE235	235	≥ 410	
Aciers de haute adhérence (HA)	FeE400	400	≥ 480	6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 25, 32 et 40
	FeE500	500	≥ 550	
Treillis soudés lisses (TSL)		500	≥ 550	3,5 à 9mm avec un pas de 0,5mm
Treillis soudés de haute adhérence (TSHA)		500	≥ 550	3,5 à 12mm avec un pas de 0,5mm

i. Diagramme contrainte – déformation [16]

Le tracé du diagramme représentant la déformation de l'acier (ϵ_{st}) en fonction de la contrainte appliquée (σ_{st}) appelé « diagramme contrainte – déformation » (Figure 1-4) nous permettrait de comprendre le comportement de l'acier en fonction des charges qui lui sont appliquées.

Pour tracer ce diagramme, nous réalisons l'essai de traction ci-dessous (Figure 1-3) :

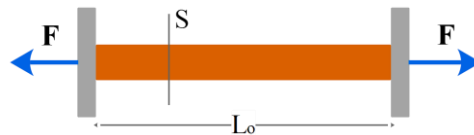


Figure 1-3 Essai de traction des aciers

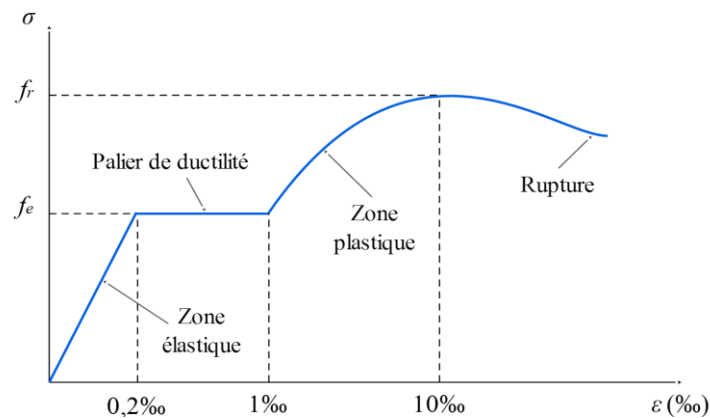


Figure 1-4 Diagramme "contrainte – déformation" expérimental de l'acier [11]

Dans la zone élastique caractérisée par un comportement réversible c'est-à-dire que l'acier revient à sa forme initiale si on relâche la force.

Dans la zone de palier de ductilité après la limite élastique où les déformations continuent sans augmenter la contrainte.

Dans la zone plastique caractérisée par un comportement irréversible c'est-à-dire que l'acier ne peut plus revenir à sa forme initiale si on relâche la force.

1.2.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton [17]

i. Résistance à la compression

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de la composition. En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées (16×32), de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (aire de 200 cm²). L'essai consiste à appliquer une charge (contrainte) progressive jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Cet essai nous permet, d'une part, d'estimer la résistance caractéristique du béton à la compression et, d'autre part, à tracer le diagramme "contrainte – déformation" du béton.

En général, la qualité du béton est connue d'avance. On admet les résistances caractéristiques du Tableau 1-2 pour les bétons généralement utilisés.

Tableau 1-2 Résistances caractéristiques des bétons courant [11]

Qualité du béton	Dosage en ciment (kg/m ³)	Résistance caractéristique à 28 jours	
		Compression (f_{c28}) (MPa)	Traction (f_{t28}) (MPa)
Béton de faible résistance	300	16 à 20	1,60 à 1,80
Béton courant	350	20 à 25	1,80 à 2,10
Béton de bonne résistance	400	25 à 30	2,10 à 2,50
Béton de haute résistance	400 + adjuvant	30 et plus	2,50 et plus

ii. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction peut être aussi déterminée expérimentalement avec les essais suivants :

- Essai de traction par flexion
- Essai de fendage (essai brésilien)

iii. Diagramme contrainte-déformation du béton

Comme précédemment énoncé, à partir de l'essai de compression du béton, on trace une courbe "contrainte – déformation" représentant la déformation de celui-ci (ϵ_b) en fonction de la contrainte appliquée (σ_b) (Figure 1-5).

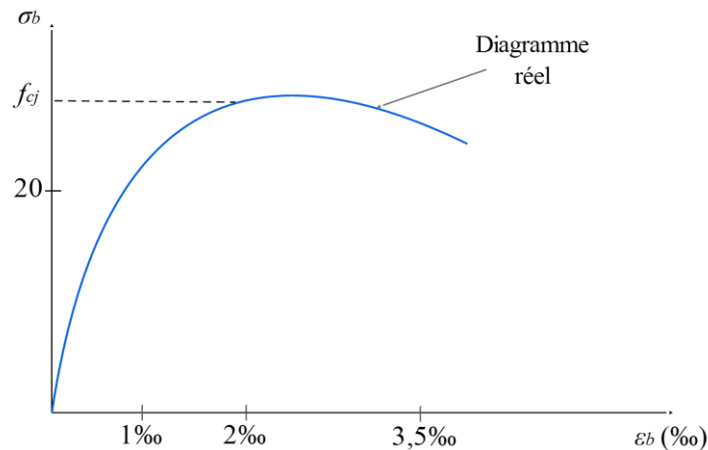


Figure 1-5 Diagramme contrainte – déformation réel en compression du béton

Dans la zone initiale (linéaire) ; le béton se comporte comme un matériau élastique avec de très petite déformation allant jusqu'à 0,002

Dans la zone non linéaire ascendante ; la déformation augmente, la contrainte augmente mais pas proportionnellement, les microfissures apparaissent dans le béton correspondant à l'endurance progressive avant la rupture.

Dans la zone descendante, c'est la zone de fissuration et d'effondrement progressif ; le béton ne peut plus supporter la charge maximale, mais il garde encore un peu de résistance résiduelle.

1.2.3 Avantages et inconvénients du béton armé [10]

1.2.3.1 Avantages

Les avantages du béton armé sont :

- Intérêt économique : le béton le matériau résistant à la compression le moins coûteux sur le marché de la construction. Idem pour l'acier et ce à cause de sa très bonne résistance à la traction et de son prix concurrentiel ;
- Souplesse d'utilisation : le béton étant mis en place dans des moules (coffrage) à l'état plastique (pâteux) ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact. Aussi, il est possible de réaliser les éléments de béton armé en usine (éléments préfabriqués) ;

- Résistance au feu : les constructions en béton armé présentent un très bon comportement vis-à-vis des incendies que les constructions métalliques ou en bois. En effet, et grâce à sa faible conductibilité thermique, le béton offre une barrière protectrice très efficace face aux grandes températures. D'où, il est possible de remettre en service la construction après des réparations superficielles, ce qui est impossible pour les constructions métalliques ou en bois ; etc.

1.2.3.2 Inconvénients

Les inconvénients du béton armé sont :

- Le poids : les ouvrages en béton armé sont plus lourds que ceux construits avec d'autres modes de constructions (constructions métalliques, en bois, etc.) ;
- Temps d'exécution : à cause du nombre des opérations et de leur complexité (coffrage, ferrailage, coulage, décoffrage, etc.), le temps d'exécution des constructions en béton armé est généralement long ;
- Brutalité des accidents et fissuration : les accidents qui surviennent sont en général soudains ou brutaux (effondrement, etc.) et ont pour origines des fissures importantes ;
- Portée réduite : Contrairement aux constructions métalliques, le béton armé est généralement limité à des portées ne dépassant pas les 12m ;
- Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé.

1.3 GÉNÉRALITÉS SUR LE BETON PRÉCONTRAIT

En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le **béton précontraint**. Selon lui : « Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération » [1]. Le principe du béton précontraint consiste à installer un effort permanent dans une structure de béton, de manière à y engendrer des

contraintes permanentes de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte. Ces contraintes se combinent aux efforts engendrés par la construction [2].

1.3.1 Historique [1]

La précontrainte sous toutes ses formes existe depuis longtemps. Elle est naturelle dans les arcs, voûtes, ou provoquée comme les cercles de tonneau, les roues de bicyclette, les roues de chariot, le pneu et la chambre à air...etc.

La pratique de la précontrainte des pièces préfabriquées est très vieille. Qui sait quand et à qui appartient l'idée du cerclage des tonneaux et des roues des charrettes ? Ce sont deux exemples typiques d'éléments précontraints qui appartiennent à la période empirique de l'utilisation de la technique de la précontrainte (Figure1-6).

Un deuxième exemple est celui de la roue de bicyclette : mise en tension des rayons pour éviter leur flambement (le poids du cycliste engendre une dé-tension du rayon, qui ne sera jamais comprimé).



Figure 1-6 Eléments précontraints [1]

Les premières propositions de réalisation d'éléments à ce que nous appelons aujourd'hui béton précontraint sont les brevets d'invention de l'Américain P.H Jackson (1860) et l'Allemand Dohering (1888) et un peu plus tard l'Australien J Mandl (1896) qui proposèrent la réalisation des éléments en béton armé avec des efforts initiaux par la mise en tension des armatures. Leur préoccupation était d'éliminer la fissuration dans le béton, qui était considérée comme un défaut majeur, par la précontrainte de celui-ci. Leurs travaux n'ont pas mené à des résultats satisfaisants à cause des phénomènes de retrait et du fluage, qui n'était pas encore connu, et de l'utilisation des aciers de qualité non correspondantes, ce qui a annulé en grande partie l'effet de la précontrainte.

C'est Eugène Freyssinet (1879-1962) qui, en se plaçant dans des conditions voisines des voûtes, introduisit un effort de compression pour compenser les tractions à venir. En 1926, il découvrit le phénomène de fluage et les lois du retrait suite d'expériences sur l'arc du pont de Plougastel.

1.3.2 Principe

Le principe de béton précontraint consiste à appliquer à l'avance une compression permanente au béton afin d'éliminer les contraintes de traction dues aux charges qui seront appliquées postérieurement de sorte que la variation des contraintes dues à cette traction ne provoque qu'une décompression du béton. La section du béton ainsi que sa résistance sont exploitées à 100% et surtout, on élimine le risque de fissuration [2].

Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge, elle se déforme. La section transversale se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre [1].

Supprimons dans cette poutre l'armature de traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte. En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre supérieure se trouve faiblement comprimée et la fibre inférieure sera très comprimée. Si l'on applique une charge au-dessus de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprime. Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées [1].

La figure 1-7 et 1-8 montre le fonctionnement d'une poutre en béton armé comparativement à une poutre en béton précontraint. [1]

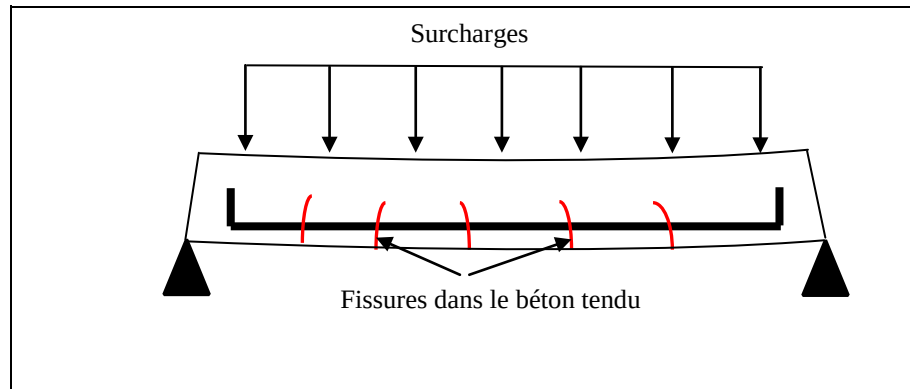


Figure 1-7 Fonctionnement d'une poutre en béton armé [1]

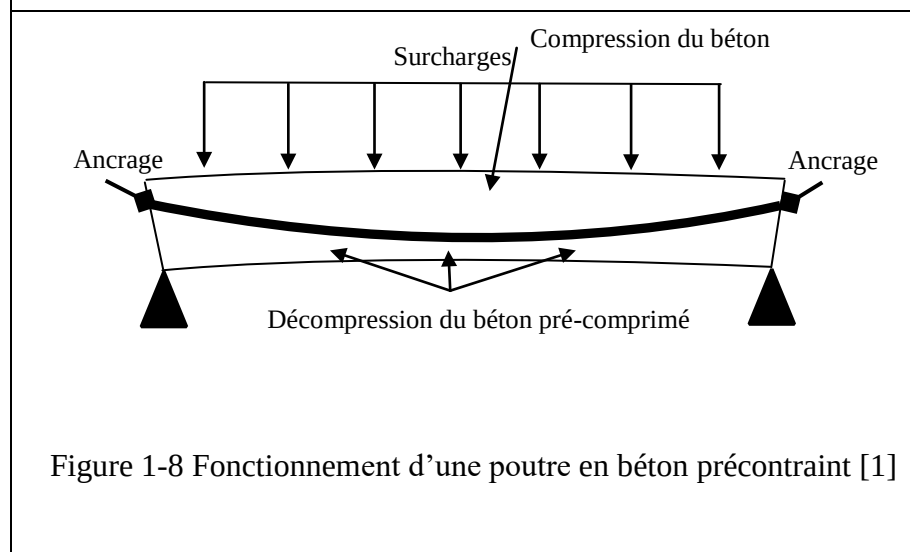


Figure 1-8 Fonctionnement d'une poutre en béton précontraint [1]

En mécanique, le béton précontraint correspond à un viseur de flexion composée où la précontraint introduit en effort normal de compression dans la section, puis les charges extérieures génèrent des moments de flexion. Pour une flexion simple le diagramme de contrainte est triangulaire, en ajoutant un diagramme rectangulaire au diagramme triangulaire on résout provisoirement le problème. A noter que le diagramme rectangulaire de compression résulte d'une précontrainte centrée [2].

Cette solution crée un défaut qui est celui d'une compression excessive sur la fibre supérieure qui risque de dépasser la résistance admissible du béton. Il faut donc corriger cette solution par un excentrement de la précontrainte. La figure 1-9 nous présente une poutre avec une précontrainte excentrée.

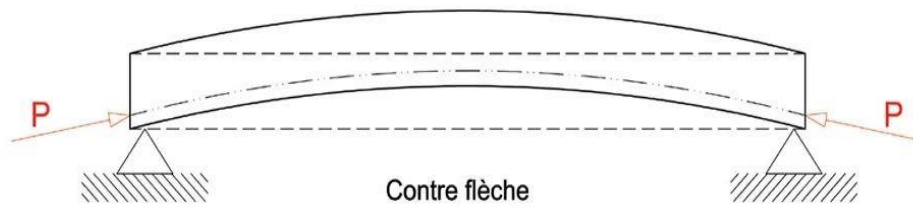


Figure 1-9 : Poutre avec une précontrainte excentrée

Les courbures issues de la précontrainte excentrée s'oppose aux courbures dues aux charges d'où des flèches résultantes modérées [2].

1.3.3 Mode de précontrainte [1]

On distingue deux procédés de précontrainte :

- Précontrainte par post tension.
- Précontrainte par pré tension.

1.3.3.1 Précontrainte par post tension :

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures actives (câbles ou torons) mises en tension après coulage et durcissement du béton. Ce dernier doit avoir une résistance mécanique à la compression suffisante, pour lui permettre de supporter les efforts de précontrainte auxquels il sera soumis [1].

Dans ce procédé de précontrainte, le câble logé dans sa gaine, et sous l'action du vérin auquel il est attaché, s'allonge et se tend à l'effort P . Le vérin qui prend appui le béton de la pièce à précontraindre, exerce sur elle un effort de compression égal à P (principe de l'action et la réaction). P est donc l'effort de précontrainte développé par le câble. Une fois tendu, ce dernier est ancré sur le béton, ce qui assure une permanence de la compression [1].

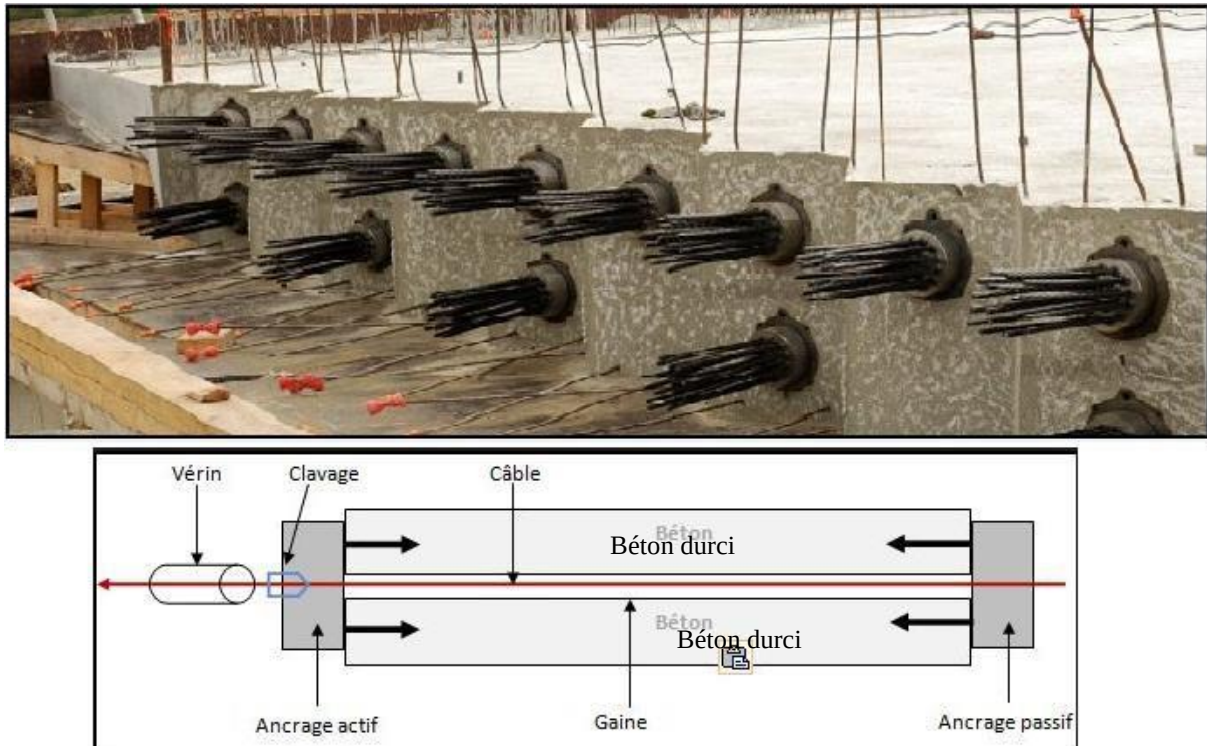


Figure 1-10 : Procédé de précontrainte par post tension [1]

i. Etapes de la mise en œuvre de la précontrainte par post tension [2].

Les étapes de la mise en œuvre de la précontrainte par post tension se résume comme suit :

- Disposition de coffrage
- Passage des gaines dans le coffrage qui vont contenir les câbles
- Coulage du béton
- La mise en tension des câbles après durcissement du béton au moyen des vérins
- Ancrage des câbles aux extrémités de l'élément précontraint.
- La précontrainte se transmet sur le béton grâce aux dispositifs d'ancrage et le béton se trouve alors pré-comprimé.

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux extrémités de la pièce (actif-actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif –passif) [3]. Figure 1-11

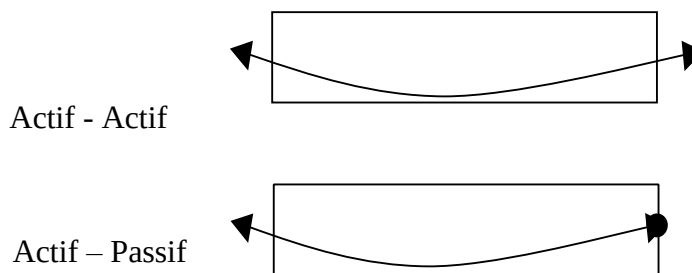


Figure 1-11 Mise en tension des câbles

ii. Avantages de la précontrainte par post tension [3]

Les avantages de la précontrainte par post tension sont :

- Ne demande aucune installation fixe puisque ; c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte.
- Elle permet le choix des différentes formes.
- La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.
- La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.

iii. Matériaux nécessaires pour la réalisation de précontrainte par post tension [1]

Parmi les matériaux nécessaires pour la réalisation de précontrainte par post tension nous avons :

- **Les gaines :** Ce sont des conduites métalliques, (ou plastiques), constituées de feuillards de 0,4 à 0,6 mm enroulées en spirale, elles serviront à maintenir et protéger les câbles de précontrainte après le bétonnage. Elles doivent être étanches, souples et doivent assurer une bonne adhérence avec le béton et le coulis d'injection.
- **Les ancrages :** Les ancrages servent à bloquer les câbles de précontrainte contre le béton durci de la pièce. C'est un dispositif mécanique nécessaire pour assurer la permanence de l'effort de précontrainte sur le béton après la mise en tension des câbles. Pour cette fin, ce dispositif présente une immense importance puisque c'est de lui que dépendent la durée de l'ouvrage et sa pérennité.
- **Les vérins :** Nécessaires pour la mise en tension des câbles, elles sont liées à des pompes hydrauliques qui doivent être bien étalonnées. Les vérins utilisés pour la mise en tension de

l'acier de précontrainte sont des vérins coaxiaux conventionnels avec diverses variantes dépendant du type d'ancrages.

- **Les coupleurs:** Le système de couplage assure la continuité de l'effort de précontrainte entre plusieurs tronçons d'une même poutre par rabotage des câbles, si l'ouvrage doit être exécuté en plusieurs phases. Le coupleur, placé dans le point de rabotage, doit être isolé du béton en se servant d'un capot métallique.

1.3.3.2 Précontrainte par Pré-tension [1]

La précontrainte par pré-tension est réalisée par des armatures actives (câbles, barres ou torons) mises en tension, sur un banc de traction, avant le coulage du béton. Dans ce procédé, on commence par mettre en tension les aciers de précontrainte à l'aide de vérins prenant appui sur une culée. Quand l'allongement requis est atteint, l'acier de précontrainte est bloqué à l'aide des ancrages. Ensuite, le béton est coulé en contact direct avec les aciers de précontrainte dans les moules de coffrage qui les entourent. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante (après durcissement), on procède au transfert de la précontrainte. Les armatures de précontrainte sont alors libérées de leurs ancrages et coupées à l'extérieur de la pièce coulée. Comme ces armatures ne sont pas libres pour revenir à leur longueur initiale, l'effort se reporte par adhérence au béton et la pièce se trouve précontrainte.

La précontrainte par pré-tension est surtout utilisée pour la préfabrication de série de pièces identiques. Cette préfabrication se fait principalement en usine mais parfois elle peut se faire sur le site même du chantier. Dépendant du type de la pièce qui est préfabriquée, le profil de l'acier de précontrainte, qui est rectiligne, est constitué d'une seule droite ou de plusieurs segments de droite. Comme acier de précontrainte on utilise fréquemment, pour la pré-tension, des torons à sept fils, chaque toron est mis en tension individuellement.

i. Étapes de la réalisation [2]

Les étapes de la réalisation de la précontrainte par pré-tension sont résumées comme ceci, illustrées ensuite par la figure 1-12 :

- ✓ Mise en tension des câbles
- ✓ Coulage du béton
- ✓ Libération des câbles après durcissement du béton.

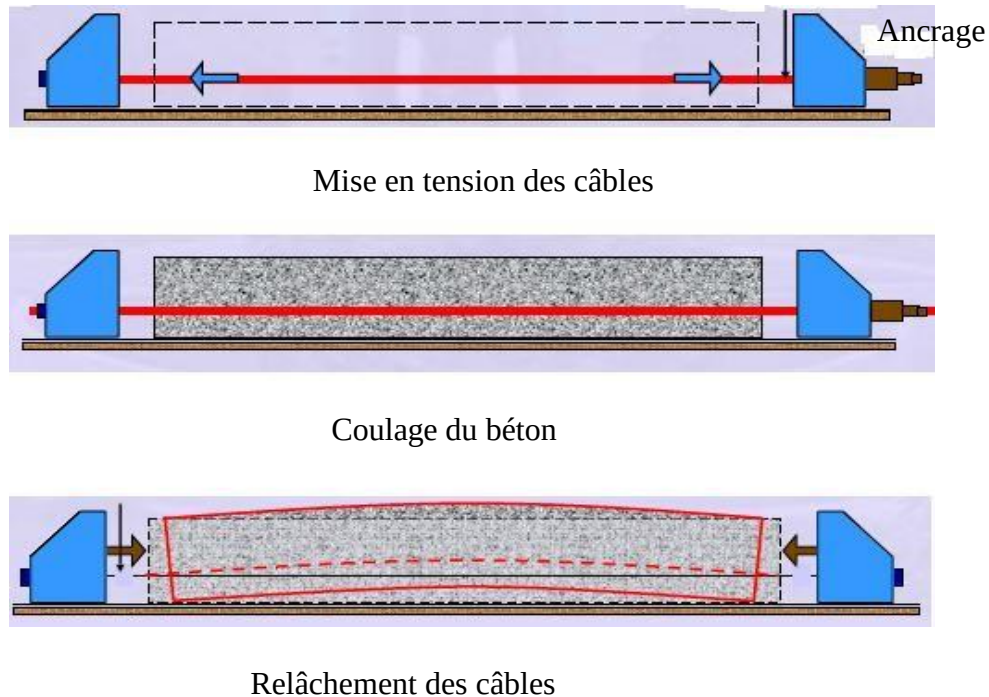


Figure 1-12 : Étapes de réalisation de la précontrainte par pré-tension [1]

ii. Avantages et inconvénients de la précontrainte pré-tension [3]

Les avantages et inconvénients de la précontrainte par pré-tension sont :

- L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.
- La nécessité des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes.
- La simplicité de la réalisation du procédé.
- Une bonne collaboration du béton et des armatures.
- L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.

1.3.4 Avantages et inconvénients du béton précontraint

1.3.4.1 Avantages [3]

Parmi les avantages du béton précontraint, nous avons :

- Une compensation partielle ou complète des actions des charges.
- Une économie appréciable des matériaux.
- Augmentation des portés économiques.

- Une réduction des risques de corrosion.

1.3.4.2 Inconvénients [3]

Parmi les inconvénients du béton précontraint, nous avons :

- La nécessité de matériaux spécifiques.
- La nécessité de main d'œuvre qualifié.
- La nécessité d'équipements particuliers.
- Risque de rupture à vide par excès de compression.
- Un calcul relativement complexe.

1.3.5 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques sont relativement liées aux béton, armatures actives et armatures passives.

1.3.5.1 Le béton [1]

Le béton précontraint exige une connaissance du matériau béton plus approfondie que celle requise en béton armé. En effet, étant donné que la précontrainte est une sollicitation permanente de grande intensité, il est essentiel de considérer non seulement les propriétés fondamentales du béton, comme la sa résistance caractéristique à la compression, mais aussi certaines propriétés dont les effets ne sont pas instantanés mais apparaissent avec le temps.

En béton précontraint on désire des bétons qui présentent une grande résistance, parfois à très court terme, et qui ont un retrait et un fluage aussi réduits que possible. Certaines exigences telles que maniabilité et grande résistance sont parfois en conflit. En effet, les grandes résistances sont obtenues avec des faibles rapports E/C mais ces mélanges sont moins de maniabilité. Toutefois, grâce à une technologie avancée, il est possible de fabriquer des bétons ayant un rapport E/C aussi faible que 0,25 tout en ayant une maniabilité suffisante surtout avec l'utilisation d'un super plastifiant.

Un béton ayant le comportement recherché n'est pas le fruit du hasard. Pour déterminer le dosage le plus efficace, il faut généralement fabriquer des mélanges d'essai surtout si on ne se dispose pas de résultats préalables. Les dosages en ciment utilisés pour les bétons de précontrainte se situent entre 350 et 450 kg/m³ et les rapports E/C entre 0,30 et 0,45.

1.3.5.2 Les armatures passives [1]

Ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, utilisées pour reprendre la traction et les efforts tranchants et limiter la fissuration. Les aciers passifs utilisés pour les éléments en béton précontraint sont classés en trois catégories :

- Barres rondes et lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Treillis soudés.

Pour ces aciers, les caractères mécaniques auxquels les normes font références sont :

- La limite d'élasticité garantie en traction f_e .
- La contrainte de rupture par traction.
- L'allongement sous charge maximale.

i. Caractéristiques technologiques

Les caractères technologiques des aciers passifs sont :

L'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage et de pliage suivi de dépliage.

- L'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elle et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence).
- L'aptitude au soudage.

ii. Caractère d'adhérence :

L'adhérence est l'aptitude d'une barre à rester solidaire au béton qui l'enrobe en dépit des forces qui tendent à la faire glisser dans le sens de son axe. Elle est définie par deux coefficients sans dimensions : Coefficient de fissuration η et coefficient de scellement Ψ_s

1.3.5.3 Les armatures actives [1]

Les armatures actives sont les aciers de la précontrainte, leur rôle est de créer et maintenir la précontrainte. A l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exige un acier satisfaisant un certain nombre de conditions.

i. Caractères géométriques

Les aciers actifs se distinguent par leurs caractéristiques géométriques, qui conditionnent leur mise en œuvre et leur comportement mécanique, nous avons :

Les fils :

Les fils sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12,3mm. Ils sont livrés en couronnes. On distingue :

- Les fils d'acier ronds et lisse de symbole L,
- Les fils autres que ronds et lisses de symbole L.

Les fils sont définis par leur diamètre nominal auquel correspond une section nominale conventionnelle, suivant le tableau 1-3.

Tableau 1-3 Caractéristiques géométriques des fils de précontrainte [1]

Ø (mm)	4	5	6	7	8	10	12,2
A _p (mm ²)	12,6	19,6	28,3	38,5	50,3	78,5	117

Les barres :

Les barres sont définies comme des armatures rondes et lisses de diamètre qui varie entre 12,5 et 36 mm, et de longueur de 12 à 18 m. Les caractères géométriques des barres sont le diamètre et la section nominale, définis suivant le tableau 1-4.

Tableau 1-4 Caractéristiques géométriques des barres de précontrainte [1]

Ø (mm)	12,5	16	20	22	26	32	36
A _p (mm ²)	122	200	314	380	531	804	1018

Les torons :

Un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice en usine et répartis en une couche, éventuellement autour d'un fil central. Ce façonnage, appelé toronnage, conduit à un câble relativement souple, mais les fils restent solidaires dans toutes les opérations de manutention et de mise en tension. Les torons sont caractérisés par le nombre de leur fils, par leur diamètre, et par leur section.

Tableau 1-5 Caractéristiques géométriques des torons de précontrainte [1]

Type	3 fils	7 fils	7 fils	7 fils standard	7 fils standard	7 fils super	7 fils super
Ø (mm)	5,2	6,85	9,3	12,5	15,2	12,9	15,7
A _p (mm ²)	13,6	28,2	52	93	139	100	150



Figure 1-13 : Un toron à 7 fils (T15) [1]

ii. Qualités requises pour les aciers de précontrainte [1]

Parmi les qualités requises pour les aciers de précontrainte nous avons :

- L'allongement de l'armature à la mise en tension doit être beaucoup plus grand que les raccourcissements que le béton subit à la précontrainte et dans le temps (retrait et fluage), pour pouvoir maintenir dans le temps, la force de précontrainte. Dans le cas contraire, les

raccourcissements du béton présentent des pertes de tension qui peuvent annuler partiellement ou totalement l'effort de précontrainte.

- Les aciers actifs doivent présenter une rugosité suffisante afin d'assurer l'adhérence avec le béton car cette dernière constitue la condition essentielle de la transmission des efforts des aciers au béton notamment dans le cas de pré-tension.
- Ils doivent présenter une faible relaxation. Cet effet sur la force de précontrainte est similaire à celui du retrait et fluage sur le béton.
- Ils doivent avoir une résistance mécanique élevée.
- Ils doivent avoir une ductilité suffisante.
- Ils doivent avoir une bonne résistance à la corrosion.

1.4 CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre a présenté les bases théoriques du béton armé et du béton précontraint : principes de fonctionnement, matériaux, évolution historique et mécanismes structuraux. Les efforts internes ont été décrits pour mieux comprendre le comportement des poutres. Les avantages, limites, conditions d'efficacité ont été comparés. Ce cadre théorique sert de référence pour les analyses et le dimensionnement.

Chapitre 2 MÉTHODOLOGIE

2.1 INTRODUCTION

Dans cette partie, nous présentons la méthodologie utilisée pour mener à bien cette recherche sur l'étude comparative des poutres en béton armé et en béton précontraint application à un bâtiment commercial R+2 avec sous-sol. Notre approche s'est articulée autour de plusieurs méthodes complémentaires : Approche comparative systématique, nous mettrons en place un protocole de comparaison directe entre deux scénarios de conception- béton armé traditionnel versus béton précontraint - appliqués à un même cas d'étude. Approche d'analyse d'impact, l'évaluation portera sur l'impact technique, le comportement structural (flèches, fissuration, portées). Approche quantitative et numérique, par le biais de modélisations structurales et de calculs normatifs, nous quantifierons précisément ces différents impacts selon des critères techniques prédéfinis. Nous avons développé cette démarche en quatre étapes principales : Conception du cas d'étude, modélisation et dimensionnement, analyse comparative des impacts, et synthèse des résultats.

2.2 PRÉSENTATION DU CAS D'ÉTUDE

Le bâtiment étudié est un ouvrage à usage commercial comprenant un sous-sol, conçu pour offrir de vastes espaces intérieurs libres, adaptés aux fonctions commerciales, nécessitant une limitation du nombre d'appuis intermédiaires. Cette exigence architecturale impose des portées élevées et influence directement la conception structurelle, en orientant le choix et le dimensionnement des poutres.

Sur le plan structural, le bâtiment étudié est caractérisé par des portées importantes pouvant atteindre 10m. La structure porteuse a été conçue avec un système de poutres permettant une étude comparative entre le béton armé et le béton précontraint, destinées à reprendre les charges permanentes et d'exploitation propres aux bâtiments commerciaux. Le choix de ce système structurel vise à garantir la stabilité, la résistance et la durabilité de l'ouvrage tout en répondant aux contraintes liées aux grandes portées, notamment en matière de flèche et de fissuration.

La phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de la conception. Elle doit satisfaire les besoins fonctionnels, esthétiques et économique du client ; elle doit garantir la sécurité.

2.3 BASES NORMATIVES ET DONNÉES DE CALCUL

2.3.1 Normes et règlements utilisés

Les normes et règlements de calcul fournissent des méthodes de dimensionnement adaptées à chaque type de matériau de construction. Dans le cadre de ce travail, l'étude porte sur deux poutres en béton, l'une en béton armé et l'autre en béton précontraint, soumises à des conditions identiques de charges et de portée. Le dimensionnement de la poutre et de la dalle en béton armé est effectué conformément aux règles du BAEL 91 modifiées 99, tandis que celui de la poutre en béton précontraint est réalisé suivant les prescriptions du BPEL 91. Ces deux règlements reposent sur la théorie des états limites et permettent de vérifier la sécurité et le bon fonctionnement des éléments structuraux étudiés.

Ces règles présentent les calculs justificatifs qui sont conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action [12]. On distingue les états limites ultimes (E.L.U.) et les états limites de service (E.L.S.).

Les états limites ultimes : Correspondent à une situation au-delà de laquelle la sécurité de la structure ou des personnes n'est plus assurée. Il est atteint lorsque la résistance d'un élément structural est dépassée, entraînant un risque de rupture, d'instabilité ou d'effondrement. [12]

Les états limites de service : Correspondent à une situation pour laquelle la structure ne présente pas de danger de ruine, mais où les conditions normales d'utilisation ne sont plus satisfaites. [12]

La méthode de calcul aux états limites est une méthode de calcul semi-probabiliste avec coefficients de sécurité partiels. On applique des coefficients de sécurité aux valeurs caractéristiques de résistance des matériaux ainsi qu'aux actions qui s'exercent sur la structure.

2.3.2 Caractéristiques des matériaux

2.3.2.1 Béton

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à 28 jours, d'où sont déduites les valeurs des caractères suivants :

i. Résistance à la compression [13]

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique requise ou spécifiée ; notée f_{c28} . La valeur choisie pour chaque béton, en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément à construire, est fixée par le marché de préférence dans la série suivante (en MPa) : 30,35,40,50,60 [13]

On peut admettre que pour $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois énoncées par 2-1 et 2-2 :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad 2-1$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad 2-2$$

ii. Résistance à la traction [13]

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jours, notée f_{tj} est conventionnellement énoncée par 2-3 :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad 2-3$$

iii. Déformations longitudinales instantanées [13]

Cette déformation résulte de l'application d'effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heure. Dans les cas courants, aux états limites de service, on peut admettre pour la loi de

comportement du béton un modèle linéaire. A défaut de résultats expérimentaux, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté E_{ij} une valeur conventionnelle énoncée par 2-4 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad 2-4$$

2.3.2.2 Aciers passifs [12]

L'Acier est un alliage de fer et de carbone dans des proportions prescrites par les normes. En génie civil, on rencontre plusieurs types d'armatures : les armatures à haute adhérence et les treillis soudés.

i. Caractéristiques mécaniques

La limite d'élasticité garantie f_e est donnée ci-après pour les différents types d'aciers.

On désigne

La Rond lisses

Fe E 215 $f_e=215$ MPa

Fe E 235 $f_e=235$ MPa

Fils tréfilés HA et des TS formés de ces fils (TSHA)

Fe E 400 $f_e=400$ MPa : fils HA

Fe E 500 $f_e=500$ MPa : fils HA et TSHA

Barres à HA

Fils tréfilés lisses qui sont assemblés en TS (TSL)

Fe E 400 $f_e=400$ MPa

Fe E 500 $f_e=500$ MPa

Fe E 500 $f_e=500$ MPa

ii. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté E_s est égal à $2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

2.3.2.3 Aciers de précontrainte [1]

Les caractères à prendre en compte pour les armatures actives sont :

- La section nominale de l'armature.
- Son module d'élasticité E_p ($E_p = 200$ GPa pour les fils et les barres, $E_p = 210$ GPa pour les torons).
- La valeur de la charge maximale garantie f_{prg}

- La limite d'élasticité garantie f_{peg} .
- Le coefficient de relaxation ρ_{1000} ($\rho_{1000} = 2,5\%$ pour les TBR (très basse relaxation) et $\rho_{1000} = 8\%$ pour les RN (relaxation normale)).
- Adhérence au béton.

2.3.3 Charges prises en compte

Les charges qui seront appliquées à notre bâtiment, R+2 avec sous-sol à usage commercial, sont de différentes natures et sollicitent aussi la structure de différentes manières.

Ainsi, nous avons pris pour ce travail que deux types de charges dont les charges permanentes et les charges d'exploitation.

- Les charges permanentes (G) qui proviennent du poids propre de la structure, et du poids des revêtements. Ils dépendent donc des dimensions des éléments de structure mais aussi de la masse volumique des matériaux utilisées. [12]
- Les charges d'exploitation (Q) sont constituées par le poids des équipements et des utilisateurs. Pour notre ouvrage, il s'agit d'un bâtiment à usage commercial, la norme française européenne NF EN 1991-1-1

2.3.4 Combinaison des charges (actions) [12]

Les combinaisons des charges (actions) sont les ensembles constitués par les charges à considérer simultanément. Celles-ci sont introduites dans les combinaisons avec différentes valeurs représentatives. Ces valeurs sont conventionnellement classées de la manière suivante :

- Valeur nominal (tenant lieu de la valeur caractéristique) Q_i ;
- Valeur de combinaison, $\psi_{oi} Q_i$: cette valeur intervient dans la combinaison fondamentales (ELU) et dans les combinaisons rares (ELS) ;
- Etc.

Les combinaisons des charges (actions) à prendre en compte seront faites à ELU et à l'ELS pour le BA et pour le BP de la manière suivante :

2.3.4.1 Combinaisons des actions de la poutre en BA [12]

i. Aux états limites ultimes de résistance

Pour les états limites ultimes, on distingue :

- Les combinaisons fondamentales : elles comprennent ; soit les actions permanentes seules ; soit les actions permanentes, une action variable dominante avec sa valeur caractéristique et s’il y a lieu une ou plusieurs actions dites d’accompagnement avec leurs valeurs de combinaison.

Une combinaison fondamentale prend la forme symbolique énoncée par 2-5:

$$(1,35G_{max} \text{ et/ou } G_{min}) + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum_{i>1} 1,3\psi_{oi}Q_i \quad 2-5$$

Avec :

- ✓ G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables
- ✓ G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables
- ✓ Q_1 : action variable dominante
- ✓ Q_i : actions variables d’accompagnement ($i > 1$).
- ✓ $\gamma_{Q1} = 1,5$ en général
- Les combinaisons accidentelles comprennent les actions permanentes, une action accidentelle et s’il y a lieu une ou plusieurs actions d’accompagnement avec leurs valeurs fréquentes ou quasi permanentes.

ii. Aux états limites de service

Les combinaisons à prendre en compte résultent des combinaisons d’actions dites combinaisons rares dont on retient les plus défavorables. Dans une combinaison rare intervient les actions permanentes, une action variable dominante avec sa valeur caractéristique et s’il y a lieu une ou plusieurs actions d’accompagnement avec leurs valeurs de combinaison ; elle prend la forme symbolique énoncée par 2-6 :

$$(G_{max} \text{ et/ou } G_{min}) + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{oi} Q_i \quad 2-6$$

2.3.4.2 Combinaisons des actions pour la poutre en BP [13]

i. Aux états limites ultimes de résistance

Pour les états limites ultimes, on distingue :

- La combinaison fondamentale : elle comprend ; les actions permanentes ; les actions variables, s'il y a lieu une ou plusieurs actions dites d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaison, les actions accidentelles et l'action de précontrainte probable.

Cette combinaison fondamentale prend la forme symbolique énoncée par 2-7 :

$$\gamma_p P_m + (1,35 G_{max} \text{ et/ou } G_{min}) + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i>1} 1,3 \psi_{oi} Q_{ik} \quad 2-7$$

Avec :

- ✓ P_m : précontrainte probable ;
- ✓ G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables
- ✓ G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables
- ✓ Q_{1k} : action variable dominante
- ✓ Q_{ik} : actions variables d'accompagnement ($i > 1$).
- ✓ $\gamma_{Q1} = 1,5$ en général
- ✓ $\gamma_p = 1$ dans la plupart des cas
- Les combinaisons accidentelles comprennent les actions permanentes, une action accidentelle et s'il y a lieu une ou plusieurs actions d'accompagnement avec leurs valeurs fréquentes ou quasi permanentes et la valeur nominale de l'action accidentelles.

ii. Aux états limites de service

Les combinaisons à prendre en compte résultent des combinaisons d'actions dites combinaisons rares dont on retient les plus défavorables. Dans une combinaison rare intervient les actions

permanentes, une action variable dominante avec sa valeur caractéristique, s'il y a lieu une ou plusieurs actions d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaison et la précontrainte la plus défavorable de deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 ; elle prend la forme symbolique énoncée par 2-8 :

$$P_d + (G_{max} \text{ et/ou } G_{min}) + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ik} \quad 2-8$$

2.4 PRÉDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Le prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments de la structure. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 modifié 99 et le BPEL 91, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés ou réduits après vérifications dans la phase de dimensionnement. Étant donné l'objectif de ce travail, un accent particulier est mis sur les éléments horizontaux dont la dalle et la poutre (en particulier la poutre en BA et la poutre en BP). De ce fait les principes de prédimensionnement exposés dans cette section portent sur les tous constitutifs de ces derniers (poutres et dalles pleines)

2.4.1 Prédimensionnement de la poutre en BA [10]

Une poutre peut se définir comme une structure porteuse horizontale dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires, en I ou en T, ...). Elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions normatives.

Le pré dimensionnement est fait selon la condition de portée (BAEL) mais aussi des types de poutres définies par leurs conditions d'appui et est donnée par le critère 2-9 :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,4h \end{cases} \quad 2-9$$

Avec :

- ✓ h : la hauteur de la poutre
- ✓ b : la base de poutre
- ✓ $L_{\max}$: portée de la poutre

2.4.2 Prédimensionnement de la dalle [10]

Le prédimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle. On définit ensuite un coefficient α comme étant le rapport de la petite portée sur la grande portée. Cette valeur nous permet de déterminer le comportement de la dalle dont :

- Une dalle est considérée portée dans un seul sens lorsque le coefficient $\alpha < 4$ dans ce cas, le calcul est assimilé à une poutre de largeur unitaire de 1m et de hauteur h_0 .

L'épaisseur courante est donnée par la formule 2-10 :

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{lx}{20} \text{ pour un panneau isolée} \\ h_0 \geq \frac{lx}{25} \text{ pour un panneau continue} \end{cases} \quad 2-10$$

- Une dalle est considérée portée dans les deux sens lorsque le coefficient $0,4 \leq \alpha \leq 1$.

L'épaisseur courante est donnée par la formule 2-11 :

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{lx}{30} \text{ pour un panneau isolée} \\ h_0 \geq \frac{lx}{40} \text{ pour un panneau continu} \end{cases} \quad 2-11$$

Dans un bâtiment courant pour des raisons de confort d'isolation thermique et phonique

$$h_0 \geq 14cm \quad 2-12$$

2.4.3 Prédimensionnement de la poutre en BP [13]

D'après la pratique et le BPEL, pour une poutre précontrainte simplement appuyée, on prend généralement la hauteur est comprise entre :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad 2-13$$

Pour une section rectangulaire, on choisit typiquement la largeur compris entre :

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \quad 2-14$$

2.5 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS [12]

Pour ce calcul, on effectue une analyse dont l'objectif est d'établir la distribution sous des actions données, soit les éléments de réduction (M,T,N), soit des contraintes, des déformations et des déplacements pour l'ensemble ou une partie seulement, d'une structure.

L'analyse est basée sur une modélisation de la structure, en recherchant dans chaque combinaison d'actions le (ou les) cas de charge le(s) plus défavorable(s) pour l'élément ou la section étudié, à l'état limite considéré.

Pour ce fait, ces calculs ont été fait avec un le logiciel de calcul de structures, Robot qui utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T), les déformées et les contraintes des éléments de la structure.

2.6 ANALYSE DES CONTRAINTES

L'analyse des contraintes dans la poutre vise à déterminer la répartition des efforts internes dans la section sous l'effet des charges appliquées afin de vérifier la sécurité, la résistance et le bon comportement structural de l'élément aux différents états limites.

2.6.1 Contraintes dans la poutre en béton armé [10]

L'analyse des contraintes va nous permettre d'évaluer la répartition des efforts internes dans le béton et dans les armatures aux différents états limites qui sont :

2.6.1.1 La contrainte de calcul à l'ELU dans le béton

Cette contrainte est déduite du diagramme contrainte-déformation dans une affinité parallèle à l'axe des ordonnées (contraintes) et le rapport de $\frac{0,85}{\gamma_b}$; la contrainte maximale énoncée par 2-15 :

$$\sigma_{bcu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj} \quad 2-15$$

Avec :

- ✓ σ_{bcu} : Contrainte dans le béton à l'ELU
- ✓ $\gamma_b = 1,5$ en situation courante et 1,15 en situation accidentelle

2.6.1.2 La contrainte de calcul à l'ELS dans le béton

La contrainte dans le béton à l'ELS énoncée par 2-16 :

$$\sigma_{bcs} = 0,6 f_{cj} \quad 2-16$$

2.6.1.3 La contrainte de calcul à l'ELU dans l'acier

Cette contrainte est déduite du diagramme contrainte-déformation étant donné que nous travaillons dans le domaine plastique où les déformations sont irréversibles, la contrainte dans l'acier est donnée par 2-17 :

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad 2-17$$

Où γ_s est 1,15 en situation courante et 1 en situation accidentelle

2.6.1.4 La contrainte de calcul à l'ELS dans l'acier

On calcule la contrainte dans l'acier pour limiter la fissuration, limiter l'ouverture des fissures, et cela est traduit par le tableau 2-1 :

Tableau 2-1 Contrainte limite à l'état limite de service.[5]

Etat considéré	Etat limite de service (ELS)
Fissuration peu préjudiciable	Pas de vérification

Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{MPa}$ Avec : $\eta = 1 \rightarrow$ Barres rond lisse (RL) $\eta = 1.6 \rightarrow$ Barres à haute adhérence (HA)
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{MPa}$

2.6.2 Contrainte dans la poutre en béton précontraint [13]

Dans une poutre en BP, l'état de contrainte résulte de la combinaison des effets de la force de précontrainte et des charges extérieures, conduisant à une distribution spécifique des contraintes dans la section qui doit être vérifiée aux états limites de service et ultimes.

2.6.2.1 Contrainte amissible en flexion à l'ELS [1]

Le principe consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. A l'ELS, la contrainte limite dans le béton est calculé par 2-18

$$\sigma_{(x)} = \frac{M.V}{I} + \frac{P}{B} + \frac{P.V.e}{I} \quad 2-18$$

Avec :

- ✓ M : Moment fléchissant.
- ✓ V : Distance de la fibre par rapport au centre de gravité de la section.
- ✓ I : Moment d'inertie de la section.
- ✓ P : Force de précontrainte.
- ✓ B : Section de la poutre.
- ✓ e : Excentricité des câbles de précontrainte.

Les contraintes limites autorisées sont données dans le tableau ci-dessous où $\bar{\sigma}_M$ est la contrainte de compression admissible pour le béton et $\bar{\sigma}_m$ est la contrainte de traction admissible pour le béton.

Tableau 2-2 valeurs limites de contrainte normale [2]

Situation combinaison			Exploitation (service)			Construction
Classe	σ	Zone	Rares	Fréquentes	Quasi-permanentes	Rares
I.	$\overline{\sigma_m}$	Tête de la section	0	-	-	0
	$\overline{\sigma_M}$	-	$0,6f_{c28}$	-	$0,5 f_{c28}$	$0,6 f_{cj}$
II.	$\overline{\sigma_m}$	Dans la SE	$-f_{t28}$	0	-	$-f_{tj}$
		Dans la HSE	$-1,5f_{t28}$	-	-	$-1,5f_{tj}$
	$\overline{\sigma_M}$	Pour toute la section	$0,6 f_{c28}$	-	$0,5 f_{c28}$	$0,6 f_{cj}$
III.	$\overline{\sigma_m}$	Vérification armatures uniquement (zone fissurée)			0 en section d'enrobage (SE)	Vérification d'armature
	$\overline{\sigma_M}$	Pour toute section	$0,6f_{c28}$	-	$0,5f_{c28}$	$0,6f_{cj}$

Avec :

- ✓ $\overline{\sigma_M}$: La contrainte de compression admissible pour le béton.
- ✓ $\overline{\sigma_m}$: La contrainte de traction admissible pour le béton.
- ✓ SE : Section d'enrobage.
- ✓ HSE : Hors section d'enrobage.

2.6.2.2 Contrainte admissible en flexion à l'ELU [1]

Le principe consiste à calculer les contraintes dans le béton et dans l'acier actif ; la vérification aux états limites ultimes est une vérification de sécurité vis-à-vis de la rupture soit par allongement critique des aciers, soit par rupture du béton (compression ou traction).

i. Dans le béton

Cette contrainte est déduite du diagramme contrainte-déformation dans une affinité parallèle à l'axe des ordonnées (contraintes) et le rapport de $\frac{0,85}{\gamma_b}$; la contrainte maximale énoncée par 2-19 [14] :

$$\sigma_{bcu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj} \quad 2-19$$

Avec :

✓ $\gamma_b = 1,5$ en situation courante et 1,15 en situation accidentelle

ii. Dans l'acier actif [1]:

La contrainte de calcul des aciers actifs est déduite du diagramme contraintes-déformations de ces aciers. Pour les fils tréfilés et pour les torons, la contrainte est donnée par 2-20 :

$$\sigma_p = \frac{0,9 f_{peg}}{\gamma_p} \quad 2-20$$

Avec :

✓ $\gamma_p = 1,15$

2.7 DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION

Le dimensionnement d'élément de structure consiste à déterminer ses dimensions et ses armatures de manière à assurer sa résistance, sa stabilité et son bon comportement sous les charges appliquées, tout en respectant les vérifications aux états limites ultimes et de service.

2.7.1 Dimensionnement et vérification de la poutre en béton armée

Elles reposent sur l'analyse des efforts internes et des contraintes développées dans le béton et dans les armatures, avec des contrôles effectués aux états limites ultimes pour prévenir la rupture et aux états limites de service pour garantir un comportement satisfaisant en exploitation. Dans l'annexe nous avons l'organigramme de la vérification de la poutre à l'ELS et à l'ELU [10].

La limitation de la flèche d'une poutre en BA constitue une vérification essentielle à l'état limite de service (ELS) ; cette vérification complète celles des contraintes afin d'assurer la durabilité et le confort d'utilisation de la poutre ; généralement fonction de la portée et est donnée par 2-21 [6] :

$$\left\{ \begin{array}{l} f \leq \frac{l}{500} \text{ si } l \leq 5m \\ f \leq 0,5cm + \frac{l}{1000} \text{ si } l > 5m \end{array} \right. \quad 2-21$$

2.7.2 Dimensionnement et vérification de la poutre en béton précontraint

L'objectif du dimensionnement de la précontrainte est de déterminer la force effective P (après soustraction des pertes de tension) qui doit régner dans la section étudiée afin que les contraintes limites soient assurées [2]. Cette section présente l'étude de la précontrainte, le calcul de la perte de la précontrainte, justification de la précontrainte vis-à-vis des états limites et la vérification des contraintes.

2.7.2.1 Étude de la précontrainte [2]

Le B.P.E.L définit deux forces de précontrainte P_1 et P_2 selon que la section est sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) ou sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur prise est le maximum entre « P sous » et « P sur ».

i. Section sous critique

L'effort de précontrainte pour cette section est donné par 2-22 :

$$P_{\text{sous}} = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{s}{h} (v \cdot \overline{\sigma_{tl}} + v \cdot \overline{\sigma_{ts}}) \quad 2-22$$

Avec :

✓ $\Delta M = M_{\text{max}} - M_{\text{min}} = (M_g + M_q) - M_g$

✓ $M_{\text{max}} = \text{Moment dû à la charge permanente plus la surcharge}$

- ✓ $M_{\min}, M_g$ = Moment dû à la charge permanente,
- ✓ M_q = Moment dû à la surcharge
- ✓ h : Hauteur de la poutre
- ✓ ρ = Rendement géométrique donné par $\rho = \frac{I}{S.V.V'}$
- ✓ S : Section de la poutre
- ✓ $\overline{\sigma}_{tl}$ = Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure
- ✓ $\overline{\sigma}_{ts}$ = Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure

ii. Section sur critique

L'effort de précontrainte pour cette section est donné par 2-23 :

$$P_{sur} = \frac{M_{max} + \rho.S.V.\overline{\sigma}_{tl}}{\rho.v + (v' + d')}$$

2-23

Avec :

- ✓ v' : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure.
- ✓ d' : Section d'enrobage des aciers de précontraintes

Pour déterminer si une section est sous critique ou sur critique, il faut vérifier ces conditions :

- Si $P_{\text{sous}} > P_{\text{sur}}$, la section est dite sous critique.

Pour la section sous critique, l'excentricité est donnée par 2-24 [2] :

2-24

$$e_0 = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} \rho \cdot v - \frac{M_{min}}{P} - \frac{\overline{\sigma}_M \cdot I}{P \cdot v'} \\ -\rho \cdot v' - \frac{M_{min}}{P} + \frac{\overline{\sigma}_m \cdot I}{P \cdot v} \end{array} \right.$$

Avec :

- ✓ ρ : Rendement géométrique de la section
- ✓ v : distance de la fibre supérieure par rapport au centre de gravité
- ✓ v' : distance de la fibre inférieure par rapport au centre de gravité
- ✓ P : Force de précontrainte
- ✓ M_{min} : Moment minimal

➤ Si $P_{sur} > P_{sous}$, la section est dite sur critique.

Pour la section sur critique, l'excentricité est donnée par la formule :

2-25

$$e_0 = -(v' - d')$$

Avec :

- ✓ d' : Enrobage de câble de précontrainte

Alors la précontrainte minimale est la force de précontrainte qui doit être respectée tout au long de la vie de l'ouvrage et est donnée par 2-26 :

2-26

$$P_{min} = \max (P_{sous} ; P_{sur})$$

La valeur caractéristique de la précontrainte varie au cours de la vie de l'ouvrage et compte tenu de cette évolution la valeur P_{min} doit être respectée dans tous les cas et le cas le plus défavorable est celui qui apparait en service à long terme sous l'effet de P_{min} susceptible d'exister, cette précontrainte est donnée par 2-27 :

2-27

$$P_o = \frac{\text{sup}(P_{sous}, P_{sur})}{0,68}$$

iii. Nombre des câbles de précontrainte

Le nombre de câbles de précontrainte se détermine à partir du cas le plus défavorable qui apparaît en service à long terme (P_0) et de la capacité d'un câble, ainsi donné par 2-28 :

$$N = \frac{P_0}{P} \quad 2-28$$

Avec :

- ✓ P : précontrainte développée par un câble et est donnée par 2-29 :

$$\begin{cases} P = \sigma_{p0} . A_p \\ \sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prg}; 0,9 f_{peg}) \end{cases} \quad 2-29$$

Où :

- ✓ f_{prg} : contrainte maximale garantie à la rupture;
✓ f_{peg} : contrainte garantie à la limite élastique;

La valeur de la précontrainte initiale sera alors donnée par 2-30 :

$$P_0 = N * P \quad 2-30$$

2.7.2.2 Calcul de la perte de précontrainte [2]

On appelle perte de précontrainte, toute différence entre la force de précontrainte exercée par le vérin lors de sa mise en tension des câbles et de la force réelle de précontrainte qui règnera dans l'ouvrage. Cependant, les pertes de précontrainte varient en fonction de l'espace et du temps. Le calcul des valeurs initiales et finales de la précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte.

On distingue deux types des pertes : les pertes instantanées et les pertes différées

A. Les pertes instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

i Frottement des câbles

Ces pertes sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur leurs gaines lors de la mise en tension. Elles sont données par 2-31 :

$$\Delta\sigma_{fr}(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(\alpha f + \rho x)}) \quad 2-31$$

Avec :

- ✓ f : Coefficient de frottement de la section des câbles par rapport à la gaine;
- ✓ ρ : Coefficient d'imperfection de la section des câbles;
- ✓ α : angle de déviation du câble;
- ✓ x : le point de calcul de la tension ;

ii Pertes dues au recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes. Il faut commencer d'abord par calculer la longueur d'influence ` ` de la perte de recul d'ancrage est alors donnée par 2-32 :

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\Delta\sigma_{fr}(x)}} \quad 2-32$$

Par la suite il faut vérifier :

- Si $x > d$, $\Delta\sigma_{rec}(x) = 0$

Avec :

- ✓ g : intensité du recul d'ancrage;
- ✓ E_p : module d'élasticité de l'acier

➤ Si $x < d$: $\Delta\sigma_{rec}(x) = \frac{2gA_pE_p}{d}$

iii Pertes dues au raccourcissement

Ces pertes sont dues à la non simultanée de la mise en tension des câbles et sont données par 2-33 :

$$\Delta\sigma_{rac}(x) = \frac{N-1}{2N} \left(\sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \right) \quad 2-33$$

Avec :

- ✓ N : nombre de câbles;
- ✓ σ_b : Contrainte normale du béton;
- ✓ E_{ij} : module d'élasticité instantanée du béton (j jours de la mise en tension des câbles).

Les pertes instantanées sont alors données par la sommation des pertes dues au frottement, au raccourcissement et au recul d'ancrage par 2-34 :

$$\Delta\sigma_{pi} = \sum (Frott + Racc + Rec) \quad 2-34$$

La tension initiale est énoncée par 2-35:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} \quad 2-35$$

B. Les pertes différées

Elles résultent des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage et simultanément. Le BPEL a rendu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité par une valeur forfaitaire. Ce sont des pertes dues au retrait du béton, à la relaxation des aciers et fluage.

i Perte due au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton. La perte totale par retrait s'exprime par 2-36 :

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \cdot \varepsilon_r \cdot (1 - r_{(j)}) \quad 2-36$$

Avec :

✓ $r_{(j)} = \frac{j}{j - 9 \cdot r_m}$;

✓ r_m : le rayon moyen de la pièce $r_m = \frac{s}{p}$

✓ j : âge du béton à la date de mise en précontrainte

ii Perte due à la relaxation des aciers

L'acier fortement tendu sous longueur constante voit sa tension décroître progressivement. Ce phénomène, appelé relaxation, est donné par 2-37 :

$$\Delta\sigma_{rel} = 6 \cdot \frac{\rho_{1000}}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x) \quad 2-37$$

Avec :

✓ ρ_{1000} : Coefficient de relaxation à 1000 h ($\rho_{1000} = 2,5$)

✓ μ_0 : Coefficient pris 0,43 à TBR (très basse relaxation).

iii Perte due au fluage

Le béton est maintenu sous une charge fixe indéfiniment appliquée, sa déformabilité n'est pas constante mais elle augmente lentement et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage et est énoncée par 2-38 :

$$\Delta\sigma_{flu} = (\sigma_{max} + \sigma_b) \frac{E_p}{E_{ij}} \quad 2-38$$

Où :

- ✓ σ_{max} : la contrainte maximale dans le béton
- ✓ σ_b : la contrainte finale dans le béton au niveau du câble

Alors les pertes différées sont données par la sommation des pertes dues au retrait, à la relaxation et au fluage par 2-39 :

$$\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel} \quad 2-39$$

La contrainte finale de la précontrainte dans les aciers est alors donnée par 2-40 :

$$\sigma_{pf} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pd} \quad 2-40$$

Si $\sigma_{pf} < \frac{2}{3} f_{prg}$, on dit qu'il n'y aura pas de problème de surtension au niveau des câbles.

2.7.2.3 Justification vis-à-vis des états limites [13]

La précontrainte est représentée par une valeur de calcul P_d qui est la plus défavorable de deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 pour les justifications vis-à-vis des états limites de service.

Dans le cas général, elles sont définies par 2-41 :

$$\begin{cases} P_1 = 1,02P_0 - 0,80\Delta P \\ P_2 = 0,98P_0 - 1,20\Delta P \end{cases} \quad 2-41$$

La précontrainte est représentée par sa valeur probable P_m pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes. Elle est donnée par 2-42 :

$$P_m = P_0 - \Delta P \quad 2-42$$

Avec :

- ✓ P_0 : la précontrainte à l'origine correspond à la tension σ_{p0}
- ✓ ΔP : la perte de précontrainte

2.7.2.4 Vérifications des contraintes [1]

Dans son principe de base, la technologie du béton précontraint a été conçue de façon à éviter toute contrainte de traction, de sorte à éliminer tout risque de fissuration. Avec le développement de cette technologie, la fissuration autrefois interdite et désormais admise sous réserve d'être contrôlée d'une part et compatible avec la fonction de l'ouvrage d'autre part. Les vérifications sont faites ici à l'état limite de service.

1. Contraintes admissibles en flexion à l'état limite de service [1]

À l'ELS, la vérification s'établit en calculant la contrainte limite dans le béton selon la formule 2-18, puis en faisant la vérification comme énoncée par 2-43 :

$$\overline{\sigma_{min}} \leq \sigma(x) \leq \overline{\sigma_{max}} \quad 2-43$$

Avec : $P = P_d$

i Vérification de la flèche à l'ELS [6]

Le calcul de la flèche d'une poutre en béton précontraint s'effectue à l'ELS en tenant compte à la fois des effets des charges appliquées et de l'action de la précontrainte. Contrairement au béton armé, la précontrainte introduit un moment opposé aux charges gravitaires, générant une contre-flèche qui réduit la déformation totale. La vérification réglementaire de la flèche en BP se fait sur le même principe que pour le BA ; elle consiste à comparer la flèche totale calculée à une valeur admissible exprimée en fonction de la portée énoncée par 2-44 :

$$\left\{ \begin{array}{l} f \leq \frac{l}{500} \text{ si } l \leq 5m \\ f \leq 0,5cm + \frac{l}{1000} \text{ si } l > 5m \end{array} \right. \quad 2-44$$

2.7.2.5 Ferrailage passif

Les armatures passives doivent obligatoirement être présentes dans les zones tendues et comme armatures de peau.

i Armature de peau [13]

Elles sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension, sous les effets de retrait différentiel et de variation de température.

- ✓ Armatures de peau longitudinales parallèles à la fibre moyenne d'une poutre : On doit disposer 3 cm² par mètre de longueur de parement. Dans les cas courants, cela correspond à une armature de diamètre 10 mm dont l'espacement est adapté à la dimension des pièces. De plus, la section globale ne doit pas être inférieure à 0,1% de la section de béton de la poutre.

ii Les armatures longitudinales dans les zones tendues [14]

Dans les parties de section où le béton est tendu et sous réserve que la zone tendue (les zones tendues dans le béton sont fragiles puisque le béton résiste mal à la traction, ce qui conduit à une possibilité de fissuration) présente une hauteur supérieure à 5cm, la section d'armatures résultant est augmentée, en tant que de besoin de façon à représenter au moins :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \quad 2-45$$

Avec :

- ✓ N_{Bt} : résultante des efforts de traction définie par le diagramme des contraintes à l'ELS.
- ✓ B_t : aire de la partie de béton tendu.
- ✓ f_e : limite élastique des armatures utilisées.
- ✓ σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction dans la section

On adopte un ferrailage minimal lorsque l'air du béton tendu est nul et les armatures de peau sont suffisantes

iii **Armatures de peau transversales perpendiculaires à la fibre moyenne**
[14]

On doit disposer 2 cm² par mètre linéaire de parement. Dans les cas courants, cela correspond à trois armatures de diamètre 10 mm ou à deux armatures de diamètre 12 mm par mètre de parement. Il est cependant loisible de ne pas disposer d'armatures transversales de peau pour les pièces dont la plus grande dimension transversale n'excède pas 40cm et leur espacement S_t donnée par 2-46 :

$$S_t \leq \text{Min} [1m ; 0.8h ; 3b_0] \quad 2-46$$

Avec :

- ✓ h : hauteur de la poutre
- ✓ b_0 : largeur de la poutre

2.8 PRÉSENTATION DU LOGICIEL ROBOT [5]

Robot est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans line structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post processeur graphique disponible facilité considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

2.8.1 La modélisation

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; elle a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Comme tous les logiciels de calcul de structures, Robot utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure ;
- La définition des différentes sections de l'ouvrage, par le logiciel Auto CAD, puis introduction dans le logiciel Robot ;
- La définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
- La définition des conditions d'appuis ;
- Le choix de la méthodologie de calcul ;
- La définition des cas de charges et des combinaisons de calcul.

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues :

- Au poids propre
- Au complément de poids propre (revêtement sur le plancher)
- A l'exploitation

2.8.2 Résultat de calcul obtenus par le logiciel robot

Les résultats obtenus sont donnés sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion et les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

2.9 CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre présente la méthodologie et les outils utilisés pour le dimensionnement et l'analyse structurale de deux poutres : une en béton armé et une en béton précontraint. Des analyses sont menées pour déterminer les sollicitations et évaluer le comportement mécanique de chaque poutre. Les actions et combinaisons de charges sont prises en compte pour obtenir les efforts internes

nécessaires. Les paramètres de calcul et de vérification sont définis selon les normes BAEL et BPEL. Les contraintes admissibles des matériaux sont vérifiées. Les deux poutres sont modélisées et analysées par logiciel afin de comparer les résultats obtenus.

Chapitre 3 PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

3.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, il est procédé à la présentation détaillée et à l'interprétation des résultats obtenus à l'issue du processus de modélisation, de dimensionnement et de vérification des poutres étudiées. L'analyse porte sur deux solutions structurales distinctes mais comparables : la poutre en béton armé classique et la poutre en béton précontraint. L'objectif principal est d'évaluer leur comportement mécanique sous l'effet des différentes combinaisons de charges retenues pour le projet, et d'en dégager les performances respectives du point de vue de la résistance, de la déformation.

Les résultats présentés concernent notamment les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants), les niveaux de contraintes dans le béton et dans les armatures ou câbles de précontrainte, ainsi que les vérifications aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS). Une attention particulière est accordée au contrôle de la flèche et au risque de fissuration, critères déterminants dans l'évaluation du comportement en service des poutres. Ces paramètres permettent d'apprécier la rigidité globale des éléments, leur aptitude au service et leur marge de sécurité.

L'étude s'appuie sur des outils de calcul numérique, principalement le logiciel Robot Structural Analysis pour la modélisation et l'extraction des résultats d'efforts et de déformations, ainsi que le module BPEL pour les vérifications spécifiques liées au béton précontraint.

3.2 CONCEPTION ARCHITECTURALE

Les plans des différents niveaux de notre ouvrage ont été réalisés grâce au logiciel DAO Autocad 24. La figure 3-1 présente le plan architectural et la portée des poutres étudiées ; les autres plans et les vues 3D de l'ouvrage seront présentées en annexes.

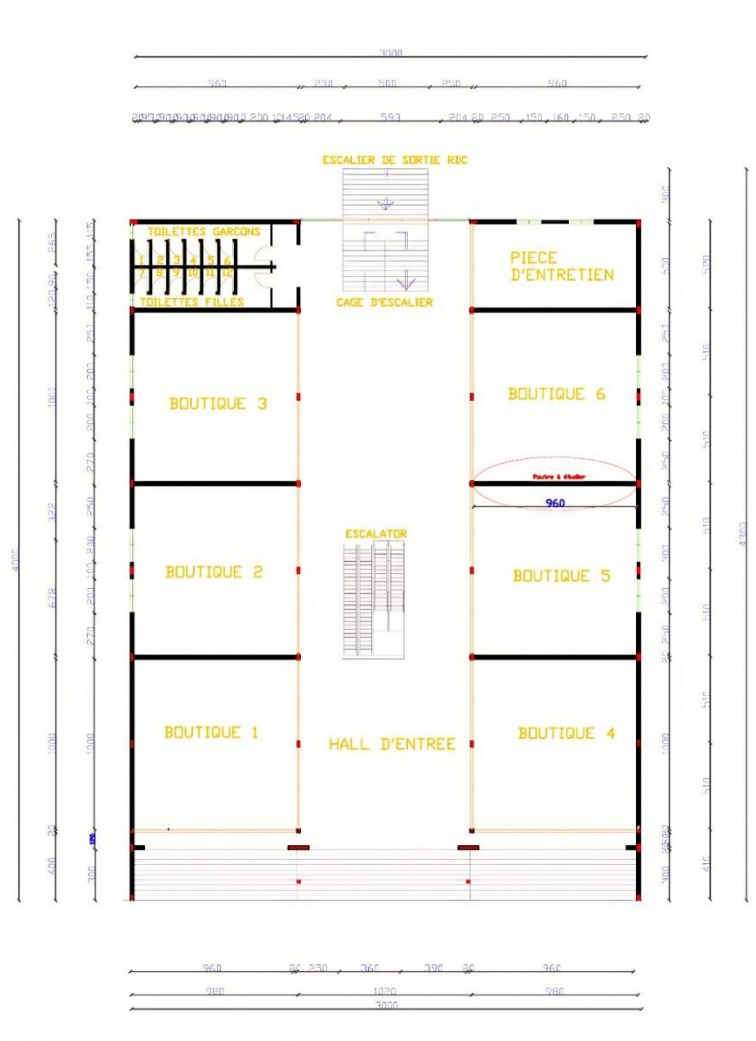


Figure 3-1 Plan Architecturale

3.3 PLAN STRUCTURAL

L'analyse structurale qui sera l'objet de ce travail, va s'appliquer sur un bâtiment R+2 avec sous-sol d'un côté en béton armé et de l'autre en béton précontraint servant de bâtiment commercial. Son élévation totale est de 12m, il est structuré comme suit :

- Longueur principale : 43m
- Largeur principale : 30m
- Hauteur d'étage courant : 3m

La figure 3-2 et 3-3 montre la vue en plan et la vue en élévation.

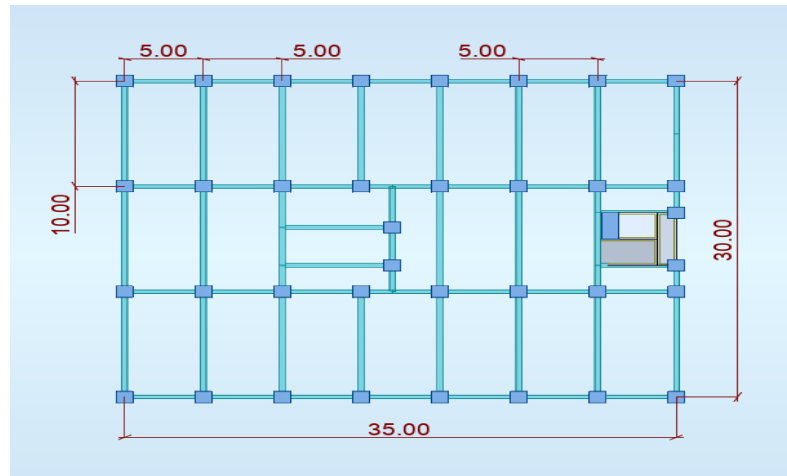


Figure 3-2 : la vue en plan

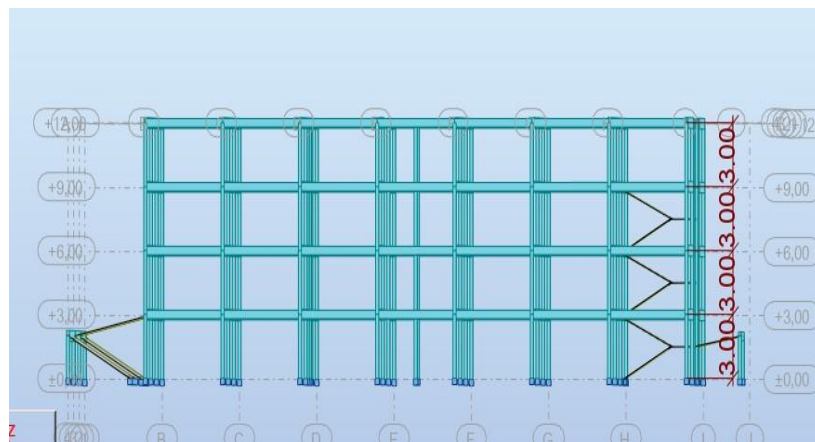


Figure 3-3 : la vue en élévation.

3.3.1 Charges prises en compte

Pour ce travail, nous avons considéré deux types de charges dont les charges permanentes et les charges d'exploitation qui sont :

- Charge permanente ; poids propre de la poutre, poids propre de la dalle ainsi que le revêtement dont la valeur est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3-1 Charge prise en compte sur le plancher

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Cloisons légères	0,1	10	1
Chappe de rattrapage	0,5	20	1
G_{dalle}		$2,8 \cong 3$	

- Charge d'exploitation : pour notre bâtiment commercial elle est de 5 kN/m²

3.4 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Le prédimensionnement des éléments permet de trouver leurs sections ; ce qui pourra guider le dimensionnement et la vérification.

3.4.1 Prédimensionnement de la dalle pleine

Hypothèses de calcul : on est en présence d'une dalle continue constituée des panneaux de mêmes dimensions. Le prédimensionnement tiendra compte d'un panneau et les résultats seront uniformisés sur l'ensemble.

La petite portée est $L_x = 5\text{m}$ et la grande portée $L_y = 10\text{m}$

Le coefficient de portance se calcule par la formule $\alpha = \frac{5}{10} = 0,5$

On en déduit que nos panneaux de dalle sont bidirectionnels.

L'épaisseur de la dalle est trouvée par (la formule 2-11) $h_0 \geq \frac{5}{40} \Rightarrow h_0 \geq 0,125$

Etant donnée les conditions d'isolation thermique et acoustique (formule 2-12) ; on prend la valeur de l'épaisseur de la dalle $h_0 = 20\text{cm}$

3.4.2 Prédimensionnement de la poutre en BA

Pour notre structure la plus grande portée est de 10m ; ainsi les dimensions de la section sont données par 2-9 on a :

$$\frac{10m}{15} \leq h \leq \frac{10m}{10} \Rightarrow 0,666m \leq h \leq 1m$$

On prend la valeur de la hauteur de la section $h=70\text{cm}$ soit 0,7m

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 0,21m \leq b \leq 0,35m$$

On prend la valeur de la base de la section $b= 35\text{cm}$ soit 0,35m

3.4.3 Prédimensionnement de la poutre en BP

Pour notre structure la plus grande portée est de 10m ; ainsi les dimensions de la section sont données par 2-13 on a :

$$\frac{10m}{20} \leq h \leq \frac{10m}{15} \Rightarrow 0,5m \leq h \leq 0,6667m$$

On prend la valeur de la hauteur de la section $h=50\text{cm}$ soit 0,5m

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 0,15m \leq b \leq 0,3m$$

On prend la valeur de la base de la section $b= 20\text{cm}$ soit 0,2m

3.5 DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE EN BA

Les résultats présentés dans ce point sont les efforts intérieurs de la poutre en béton armée et la poutre en béton précontraint

Après les analyses statiques de la structure avec le logiciel RSA, nous avons trouvé que la poutre ayant le plus grand moment en travée avait $M_t = 411,91 \text{ kNm}$. Lors du dimensionnement de cette poutre, la section trouvée lors du pré-dimensionnement a été ajustée à une section de $40 \times 70 \text{ cm}^2$ pour des conditions de résistance. Les sollicitations à l'ELU sont reprises dans le tableau 3-2 et les sollicitations à l'ELS dans le tableau 3-3

Tableau 3-2 Sollicitations en ELU de la poutre

Désignation	Mtmax (kNm)	Mtmin (kNm)	Mg (kNm)	Md (kNm)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	411,91	-0,00	-207,97	-321,47	239,18	-236,96

Le tableau 3-2 présente les sollicitations obtenues à l'État Limite Ultime (ELU) pour la poutre P1 à partir de la modélisation réalisée sous le logiciel Robot Structural Analysis. On y regroupe les valeurs extrêmes des moments fléchissant (moment maximal et minimal), ainsi que les moments aux appuis gauche et droit (Mg, Md) et les efforts tranchants correspondants (Vg, Vd).

Tableau 3-3 Sollicitations à l'ELS de la poutre

Désignation	Mtmax (kNm)	Mtmin (kNm)	Mg (kNm)	Md (kNm)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	288,71	0,00	-146	-226,05	168,05	-166,48

Le tableau 3-3 présente les sollicitations de la même poutre à l'État Limite de Service (ELS). Les efforts et moments indiqués correspondent aux combinaisons de charges de service utilisées pour les vérifications de contraintes et de comportement (fissuration, limitations de contraintes et déformations).

3.6 DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE EN BP

La poutre étudiée est considérée comme une poutre hyperstatique de section rectangulaire de $20 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ et de portée de 10m. Le poids volumique du béton est de 25 kN/m^3 et l'acier de Fe

E500 ; on choisit par hypothèse les câbles T15 standard. On utilise la classe II ; avec mise en tension après 8 jours.

Cette section présente l'étude de la précontrainte, le calcul de la perte de précontrainte, la vérification des contraintes dans le béton.

3.6.1 Caractéristiques des matériaux

3.6.1.1 Béton :

Pour les calculs nous avons utilisé les caractéristiques suivantes :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ;$$

La résistance caractéristique à la compression à 8 jours est donnée par la formule 2-1 :

$$f_{c8} = \frac{8}{4,76 + 0,83 * 8} * 35 \text{ MPa} = 25 \text{ MPa}$$

La résistance caractéristique la traction à 28 jours est donnée par la formule 2-3 :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 35 \text{ MPa} = 2,7 \text{ Mpa}$$

La contrainte de calcul du béton à l'ELU(2-19) : $\sigma_{bu} = \begin{cases} 19,833 \text{ MPa: combinaisons fondamentales} \\ 25,869 \text{ MPa: combinaisons accidentelles} \end{cases}$

Déformation en compression du béton : $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$

Contraintes admissibles :

- ✓ $\overline{\sigma_{cs}} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$
- ✓ $\overline{\sigma_{ci}} = 0,5 f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$
- ✓ $\overline{\sigma_{ts}} = -1,5 f_{t28} = -1,5 * 2,7 = -4,05 \text{ MPa}$
- ✓ $\overline{\sigma_{ti}} = -f_{t28} = -(0,6 + 0,06 f_{c28}) = -2,7 \text{ MPa}$

3.6.1.2 Caractéristique de l'acier de précontrainte

- Câble : 6T15S
- E_p : Module d'élasticité = 210000 MPa
- f_{prg} : contrainte maximale garantie à la rupture = 1860 MP_a
- f_{peg} : Contrainte garantie à la limite élastique = 1581 MP_a
- A_p : Section nominale de l'acier = 834 mm²

– $\emptyset$: Diamètre de la gaine = 50mm

3.6.2 Étude de la précontrainte

3.6.2.1 Section sous critique

La section de la poutre vaut $S = 0,20 \times 0,5 \text{ m}^2 = 0,1 \text{ m}^2$

Après la modélisation dans RSA, nous avons trouvé $M_{\max}$ à l'ELS et $M_{\min}$ sous poids propre et charge permanente

$$M_{\max} = 217,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{\min} = 174,61 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 43,25 \text{ KN.m} = 0,04325 \text{ MN.m}$$

La précontrainte sous critique est donnée par 2-22;

$$\begin{aligned} P_{\text{sous}} &= \frac{43,25 \text{ KN.m}}{0,333 \times 0,5 \text{ m}} + \frac{0,1 \text{ m}^2}{0,5 \text{ m}} (0,25 \text{ m} \cdot -2700 \text{ KN/m}^2 + 0,25 \text{ m} \cdot 4050 \text{ KN/m}^2) \\ &= 327,259 \text{ KN} = 0,327259 \text{ MN} \end{aligned}$$

3.6.2.2 Section sur critique

La précontrainte sur critique est donnée par 2-23 ;

$$P_{\text{sur}} = \frac{217,86 + \frac{0,2 \times 0,5^3}{12 \times 0,25} \cdot -2700}{0,333 \times 0,25 + (0,25 - 0,10)} = 837,56 \text{ KN} = 0,83756 \text{ MN}$$

Comme $P_{\text{sur}} > P_{\text{sous}}$; la section est dite sur critique

La précontrainte minimale qui doit être respectée tout au long de la vie de l'ouvrage (formule 2-26) vaut :

$$P_{\min} = \max (327,259 \text{ KN} ; 837,56 \text{ KN})$$

$$P_{\min} = 837,56 \text{ KN}$$

- Excentricité (formule 2-25) vaut : $e_0 = -(0,25 - 0,1) = -0,15 \text{ m}$

P_0 , la précontrainte susceptible d'exister sous l'effet de la précontrainte minimale ; c'est le cas le plus défavorable qui apparait en service à long terme (formule 2-27) vaut :

$$P_0 = \frac{0,83756 \text{ MN}}{0,68} = 1,2317 \text{ MN}$$

P est la précontrainte développée par un câble 6T15S (formule 2-29) vaut :

- La tension à l'origine vaut :

$$\sigma_{po} = \min(1488; 1422,9) \rightarrow \sigma_{po} = 1422,9 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors } P = 1422,9 \text{ MPa} * 834 \text{ mm}^2$$

$$= 1186698,6 \text{ MPa.mm}^2 = 1186,6986 \text{ KN} = 1,1866 \text{ MN}$$

3.6.2.3 Nombre des câbles

Le nombre des câbles est donnée par (formule 2-28)

$$N = \frac{1,2317}{1,1866} \rightarrow n = 1,038 \cong 1 \text{ câble}$$

La valeur de la précontrainte à l'origine est alors donnée par (formule 2-30) ;

$$P_0 = 1 * 1,1866 \text{ MN} = 1,1866 \text{ MN}$$

3.6.3 Calcul de la perte de précontrainte par post tension

Les différentes hypothèses de calcul des pertes sont :

- Le glissement à l'ancrage g est de 5mm
- Le coefficient de frottement f est de $0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Le coefficient d'ondulation causée par les déviations angulaires accidentelles et locales ρ est de $0,002 \text{ rad.m}^{-1}$
- α la somme des variations d'inclinaison du câble le long de son tracé, après calcul nous obtenons $\alpha = 0,1364$
- Pour un climat tropical humide $\varepsilon_r = 0,0002$
- La contrainte maximale dans le béton (sous poids propre et la précontrainte) $\sigma_{\max} = 10,37 \text{ MPa}$
- La contrainte finale dans le béton au niveau du câble vaut $\sigma_b = 7,5 \text{ Mpa}$

3.6.3.1 Pertes instantanées

i. Perte due au frottement des câbles « $\Delta\sigma_{fr}$ »

La perte due au frottement est donnée par (la formule 2-31) ;

$$\Delta\sigma_{fr} = 1422,9 \text{ MPa} (1 - e^{-(0,1364 * 0,18 + 0,002 * 5)})$$

$$\Delta\sigma_{fr} = 47,146 \text{ MPa}$$

ii. Perte due au recul d'ancrage « $\Delta\sigma_{rec}$ »

La longueur d'influence est donnée par 2-32 ;

$$\rightarrow d = \sqrt{\frac{5 \cdot 10^{-3} \cdot 21 \cdot 10^4}{47,146}} = 4,71m$$

Comme $d < \frac{L}{2}$; $4,71m < 5m$, il n'y a pas influence du recul d'ancrage sur la perte de tension donc $\Delta\sigma_{rec} = 0$

iii. Perte due au raccourcissement « $\Delta\sigma_{racc}$ »

La perte due au raccourcissement est donnée par 2-33 ; Comme nous avons un seul câble de précontrainte, la mise en tension est simultanée ce qui implique $\Delta\sigma_{racc} = 0$

La perte instantanée (formule 2-34) vaut : $\Delta\sigma_{pi} = 47,146MPa$

La tension initiale (formule 2-35) vaut dans ce cas $\sigma_{pi} = (1422,9 - 47,146)MPa$
 $= 1375,754 MPa$

3.6.3.2 Pertes différées

i. Perte due au retrait du béton « $\Delta\sigma_{ret}$ »

La perte due au retrait du béton est donnée par 2-36 ;

$$r_{(j)} = \frac{j}{j + 9r_m}; r_m = \frac{0,2 * 0,5}{2(0,2 + 0,5)} = 0,071428$$
$$r_{(j)} = \frac{8}{8 + 9 * 0,071428} = 0,925619$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 21 \cdot 10^4 * 0,0002 * (1 - 0,92519) = 3,142 MPa$$

ii. Perte due à la relaxation de l'acier « $\Delta\sigma_p$ »

La perte due à la relaxation de l'acier est donnée par 2-37 ;

$$\Delta\sigma_p = \frac{6 * 2,5}{100} \left(\frac{1375,754}{1860} - 0,43 \right) \cdot 1375,754 = 63,9MPa$$

iii. Perte due au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »

La perte due au fluage est donnée par 2-38 ; le module de déformation longitudinale instantanée du béton (formule 2-4) ; et la résistance caractéristique à la compression à 8 jours (formule 2-1) ;

$$f_{c8} = \frac{8}{4,76 + 0,83 * 8} * 35MPa = 25,225MPa$$

$$E_{i8} = 11000 \sqrt[3]{25,225} \rightarrow E_{i8} = 32260,399 MPa$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{21.10^4}{32260,399} (10,37 + 7,5) = 116,325 \text{ MPa}$$

Les pertes différées (formule 2-39) sont alors $\Delta\sigma_{pd} = \left(3,142 + \frac{5}{6} * 63,9 + 116,325\right) \text{ MPa} = 172,717 \text{ MPa}$

La contrainte finale de précontrainte dans les aciers (formule 2-40) est ;

$$\sigma_{pf} = 1375,754 - 172,717 = 1203,037 \text{ MPa}$$

Comme $1203,037 < \frac{2}{3} * 1860 = 1240 \text{ MPa}$; il n'y aura pas problème de surtension au niveau du câble

3.6.4 Justification vis-à-vis des états limites

3.6.4.1 Aux états limites de service

Aux états limites de service, on adopte une précontrainte de calcul égale à la plus défavorable des deux valeurs P_1 et P_2 ; donnée par 2-41

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pd} \Rightarrow \Delta\sigma_p = 47,146 + 172,717 = 219,863 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \Delta P = 219,863 \text{ MPa} * 834 \text{ mm}^2 = 0,18336574 \text{ MN}$$

$$P_1 = 1,02 * 1,1866 \text{ MN} - 0,8 * 0,18336 = 1,063,639 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98 * 1,1866 \text{ MN} - 1,2 * 0,18336 = 0,942829 \text{ MN}$$

Ainsi $P_d = 1,063639 \text{ MN}$

3.6.4.2 Aux états limites ultime

Aux états limites ultime, la précontrainte probable est donnée par 2-42 ;

$$P_m = 1,1866 \text{ MN} - 0,18336574 \text{ MN} = 1,003234 \text{ MN}$$

3.6.5 Sollicitations dans la poutre en BP

3.6.5.1 À l'état limite de service

La figure 3-4 et 3-5 représente le moment fléchissant M_y et l'effort tranchant F_z de la poutre à l'ELS.

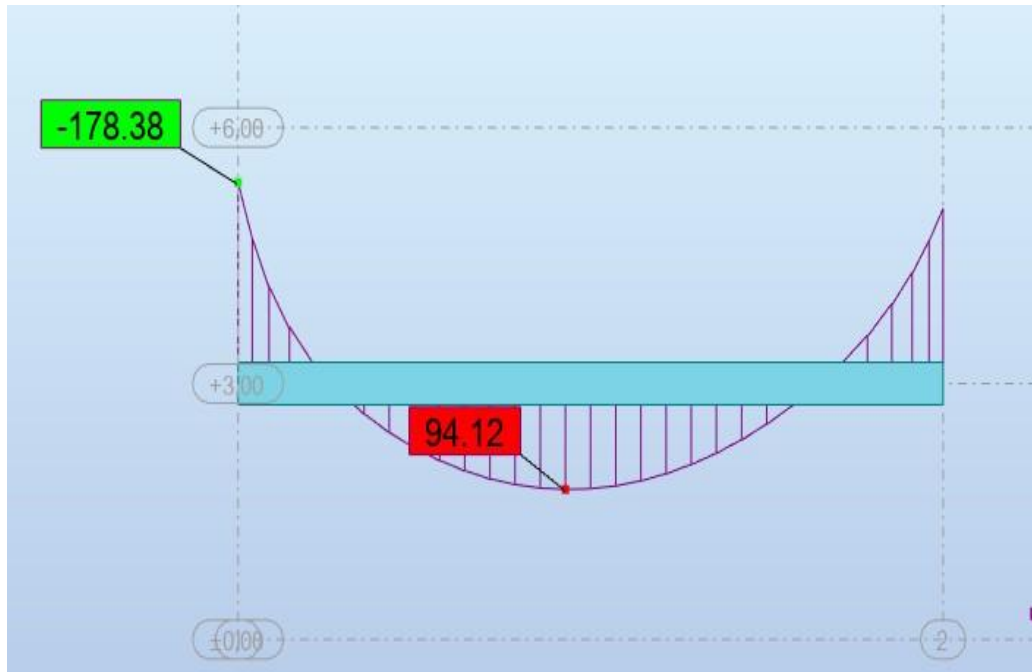


Figure 3-4 : moment fléchissant de la poutre en BP à l'ELS



Figure 3-5 : Effort tranchant de la poutre en BP à l'ELS

On observe un moment maximal $\text{Max} = 94,12 \text{ kNm}$ en travée et un effort tranchant max de $269,73 \text{ KN}$.

3.6.5.2 À l'état limite ultime

La figure 3-6 et 3-7 représente le moment fléchissant M_y et l'effort tranchant F_z de la poutre à l'ELU.

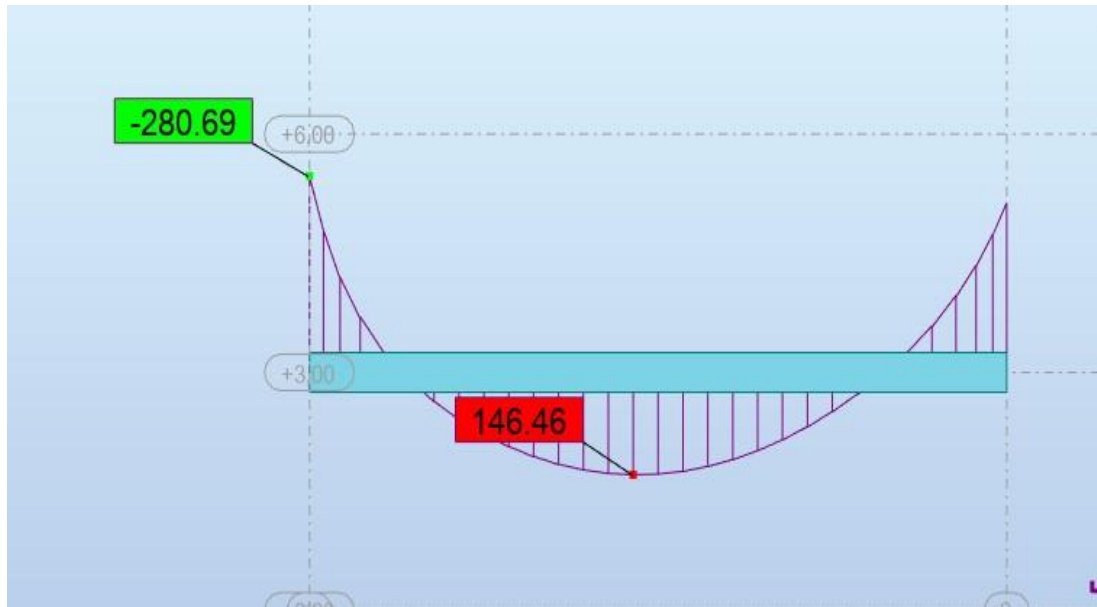


Figure 3-6 : Moment fléchissant de la poutre en BP à l'ELU



Figure 3-7 : Effort tranchant de la poutre en BP à l'ELU

On observe un moment maximal $Max = 146,46 \text{ kNm}$ en travée et un effort tranchant max de $419,98 \text{ KN}$.

3.7 VÉRIFICATION DE LA POUTRE

3.7.1 Vérification de la poutre en BA

i Dans le béton

La contrainte dans le béton présentée ci-après a été obtenue à partir des résultats fournis par le logiciel Robot, après modélisation de la poutre et application des combinaisons d'actions correspondantes. Le contrôle des contraintes en béton est fait à l'état limite de service, nous avons obtenus :

$$12 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$$

La condition de vérification à l'ELS a été donc respectée, ce qui confirme que le comportement de la poutre en service demeure dans les limites acceptables.

ii Vérification de la flèche

Les flèches présentées ci-après ont été calculées à l'aide du logiciel robot après redimensionnement de la section, nous avons obtenues ce qui suit :

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ΔFt (cm)	Fadm (cm)
P1	0,3	0,7	0,3	0,8	0,9	1,5

Comme la part de la flèche totale $\Delta Ft \leq Fadm$, la condition est vérifiée.

La figure ci-dessous nous donne les différentes représentations des flèches

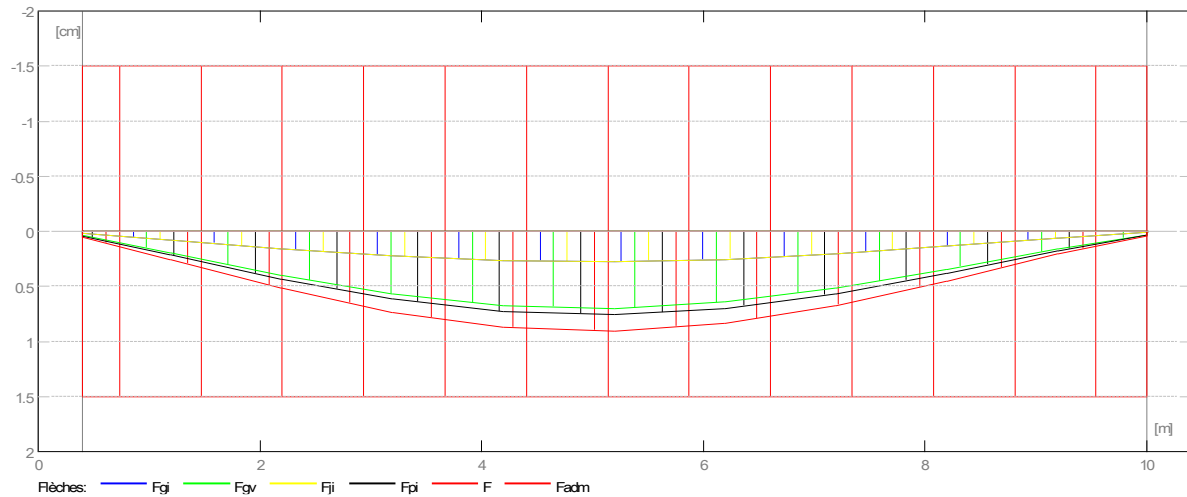


Figure 3-8 Figure diagramme des flèches

3.7.2 Vérification de la poutre en BP

3.7.2.1 Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

À l'ELS, la vérification s'établit en calculant la contrainte limite dans le béton puis en faisant la vérification en service et en construction comme indiqué dans le tableau 2-2:

- En construction : le moment minimal est celui qu'on utilise

$$\overline{\sigma}_m = -f_{t8} = -(0,6 + 0,06 * 25MPa) = -2,1MPa$$

$$\overline{\sigma}_M = 0,6f_{c8} = 0,6 * 25 = 15MPa$$

La contrainte dans la fibre supérieure de béton vaut (formule 2-18):

$$\begin{aligned} \sigma_{(v)} &= \frac{1,063 MN}{0,1m^2} + \frac{1,063MN * (-0,15m) * 0,25m}{0,002083m^4} + \frac{0,175 MNm * 0,25m}{0,002083m^4} \\ &= 12,4963MPa \end{aligned}$$

La contrainte dans la fibre inférieure vaut :

$$\sigma_{(v')} = \frac{1,063 MN}{0,1m^2} - \frac{1,063MN * (-0,15m) * 0,25m}{0,002083m^4} - \frac{0,175 MNm * 0,25m}{0,002083m^4}$$

$$= 8,7637MPa$$

La contrainte dans le béton est vérifiée sur les différentes fibres car elle est comprise entre :

$$-2,1 MPa \leq \sigma_{(x)} \leq 15 MPa$$

- En service : le moment maximal est celui qu'on utilise

$$\overline{\sigma}_m = -f_{t28} = -(0,6 + 0,06 * 35MPa) = -2,7MPa$$

$$\overline{\sigma}_M = 0,6f_{c28} = 0,6 * 35 = 21MPa$$

La contrainte dans la fibre supérieure de béton vaut (formule 2-18):

$$\begin{aligned}\sigma_{(v)} &= \frac{1,063 MN}{0,1m^2} + \frac{1,063MN * (-0,15m) * 0,25m}{0,002083m^4} + \frac{0,218 MNm * 0,25m}{0,002083m^4} \\ &= 17,655MPa\end{aligned}$$

La contrainte dans la fibre inférieure vaut :

$$\begin{aligned}\sigma_{(v')} &= \frac{1,063 MN}{0,1m^2} - \frac{1,063MN * (-0,15m) * 0,25m}{0,002083m^4} - \frac{0,218 MNm * 0,25m}{0,002083m^4} \\ &= 3,6189MPa\end{aligned}$$

La contrainte dans le béton est vérifiée sur les différentes fibres car elle est comprise entre :

$$-2,7MPa \leq \sigma_{(x)} \leq 21 MPa$$

3.7.2.2 Vérification de la flèche

La flèche présentée ci-après a été calculée à l'aide du logiciel robot après modélisation de la section, nous avons obtenues ce qui suit para la figure 3-9 nous présenté cette flèche.

La flèche admissible étant donnée par 2-48, on a :

$$1,3 \leq 0,5cm + \frac{1000}{1000} = 1,5cm$$

La flèche est vérifiée, toutefois elle peut être réduite soit en augmentant la largeur ou la hauteur de la poutre, en augmentant la force de précontrainte, l'excentricité des câbles ; etc.

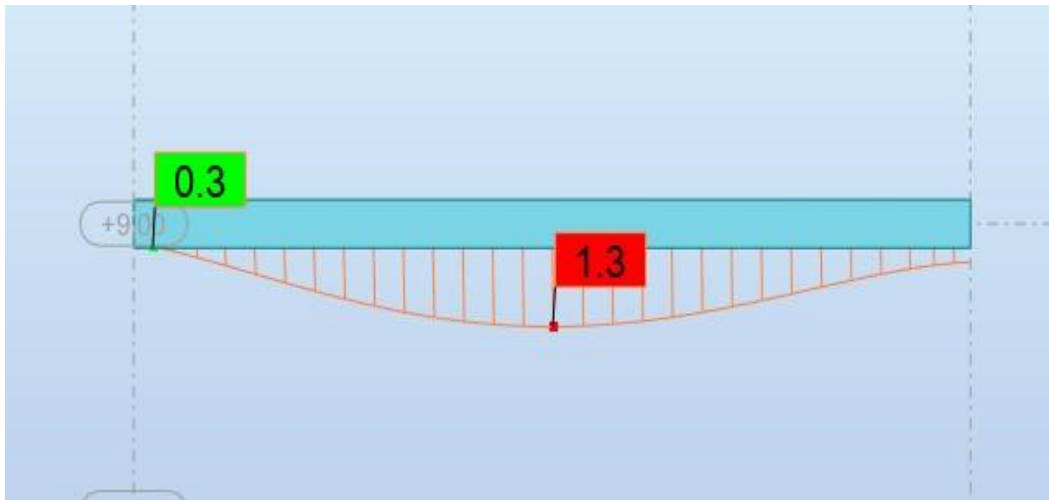


Figure 3-9 Flèche après modélisation à l'ELS de la poutre en BP

3.7.3 Ferrailage de la poutre en BA

Les résultats fournis ici, sont obtenus par le logiciel Robot, Les sections d'acier théorique calculées à partir des sollicitations sont repris dans la tableau 3-4.

Tableau 3-4 Section d'acier théorique en travée et sur appuis

Désignation	En travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droite (cm ²)	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
P1	15,46	0,00	0,00	7,54	0,00	11,88

La figure 3-10 représente les sections théoriques d'acier en fonction du moment fléchissant et de l'effort tranchant

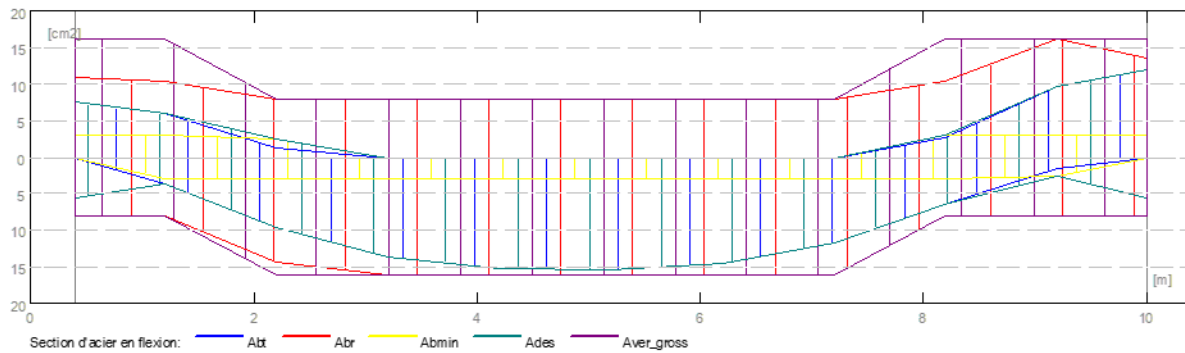


Figure 3-10 : Section d'acier théorique dans la poutre

La section d'aciers longitudinaux en travée (Ades) est calculée suivant le moment max en travée et celle des aciers chapeaux selon le moment sur appuis. L'effort tranchant permet de trouver la section d'aciers transversales (Ast) et leurs espacements.

Les sections réelles qui ont été choisi pour le ferrailage de la poutre sont pris supérieures aux sections théoriques, la section réelle des aciers longitudinaux et transversaux sont respectivement représentés par Abr et Asr

Tableau 3-5 Section d'armature de ferrailage

Désignation	Section [cm ²]	Barres
Aciers principale	16,07	8HA16 Fe500
Armature de montage	8,03	4HA16Fe500
Armature chapeaux	16,07	8HA16Fe500
Armature transversale étier	48	96HA8 Fe500
Epingle	12,56	25HA8 Fe500

3.7.3.1 Plan d'exécution de la poutre

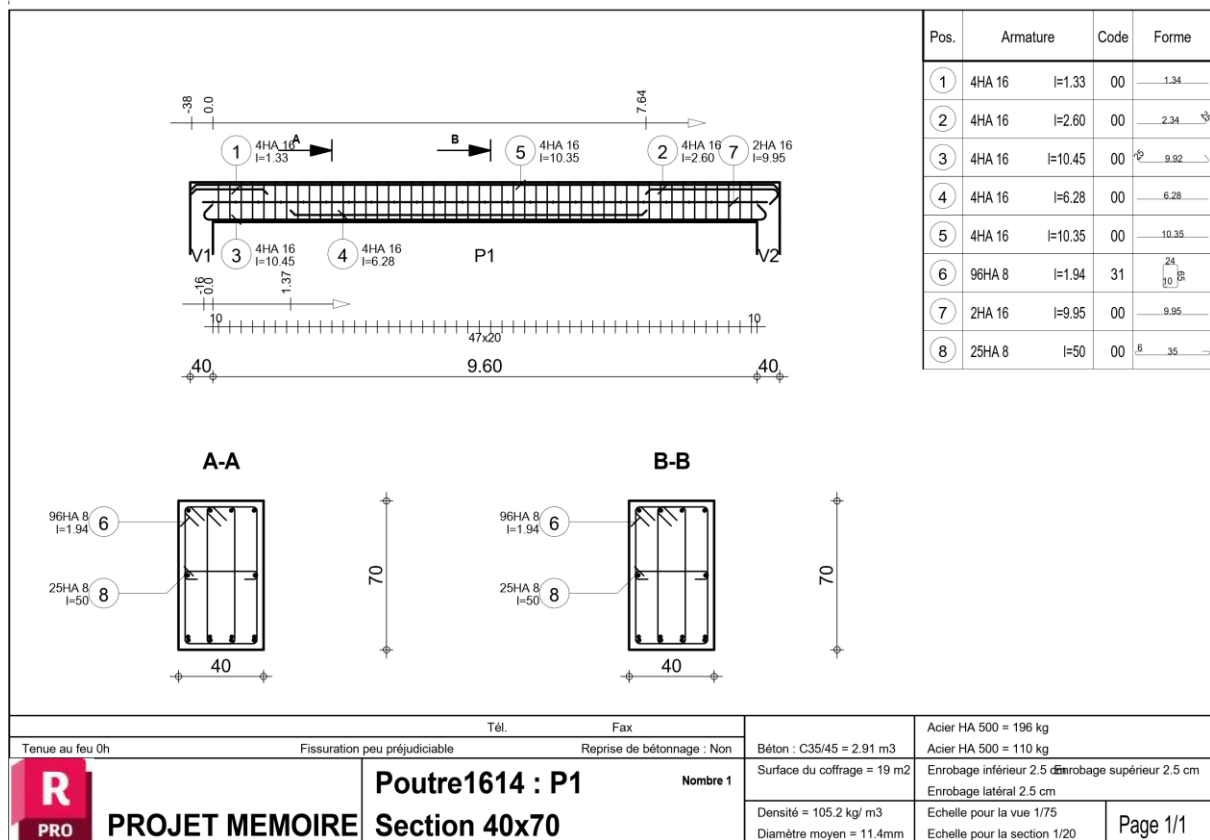


Figure 3-11 : Plan d'exécution de la poutre en BA

3.7.4 Ferrailage passif de la poutre en BP

3.7.4.1 Armature de peau

Leur rôle est de limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte.

$$A_{s_min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm} \setminus \text{ml de périmètre de la section droite de la poutre} \\ \%0,1 \text{ de la section de la poutre} \end{array} \right.$$

$$A_{s_min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 * (0,2 + 0,5) * 2 = 4,2 \text{ cm}^2 \\ \%0,1 * 0,1 = 1 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_{s_min} = 4,2 \text{ cm}^2$$

3.7.4.2 Armatures longitudinales dans les zones tendues

On adopte un ferrailage minimal car l'aire du béton tendu est nulle (sous l'effet de la précontrainte et des charges de service, toute la section de la poutre reste en compression) et les armatures de peau sont suffisantes [5] :

$$A_s = 1 \text{ cm}^2$$

3.7.4.3 Armatures transversales de peau

Il faut un minimum d'armatures transversales dans la partie de la poutre à l'about car c'est là où l'effort tranchant est le plus important. C'est ainsi que nous avons adopté le cadre HA12 dont leur espacement est donné par (la formule 2-46) :

$$S_t \leq \text{Min}[1m; 0,4m; 0,6m] = 0,4m$$

$S_t = 20 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 15$ à l'about.

3.7.4.4 Ferrailage passif de la poutre à mi- travée

La figure 3-12 nous présente le plan de ferrailage de la poutre à mi- travée composé de 2HA12, 6HA10 et un cadre de HA12 avec un enrobage de 2,5 cm.

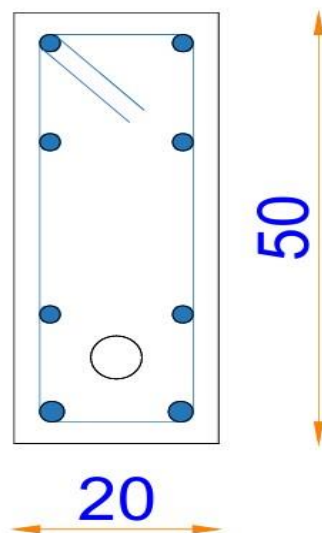


Figure 3-12 : Ferrailage passif de la poutre à mi- travée

3.8 COMPARAISON DES RÉSULTATS

3.8.1 Section

Dans le cadre de cette étude comparative des poutres en béton armé (BA) et en béton précontraint (BP). Deux poutres de sections différentes sont considérées. Bien que la poutre en BA présente une section nettement plus importante, ce qui lui confère une rigidité géométrique élevée, elle reste sujette à la fissuration en zone tendue et à des déformations plus marquées à l'état limite de service. À l'inverse, la poutre en BP, malgré une section environ 35,71% plus réduite, bénéficie de l'introduction d'effort de compression initial par la précontrainte, ce qui améliore le comportement en flexion, limite la traction dans le béton.

3.8.2 Quantité d'acier

Dans cette étude comparative, la quantification des aciers met clairement en évidence la différence entre la poutre en béton armé (BA) et la poutre en béton précontraint (BP). La poutre en BA présente une quantité d'armatures passives nettement plus importante, car la reprise des efforts de traction en flexion repose directement sur les barres d'acier. Pour la poutre en béton armé (BA), le ferrailage total comprend 22 barres longitudinales de diamètre 16 mm (22HA16) et 121 cadres transversaux de diamètre 8 mm (121HA8). L'ensemble constitue le système complet d'armatures passives assurant la reprise des efforts de flexion et de cisaillement.

Dans la poutre en béton précontraint, la quantification des aciers passifs est plus faible et leur rôle est principalement secondaire. Le ferrailage est composé de 9 barres HA12, 6 barres HA10 comme armatures passives de peau et 2HA12 armature longitudinale, complétées par un câble de précontrainte de type 6T15S, formé de six torons actifs assurant la pré compression de la section.

3.8.3 Performance structurelle

Dans le cadre de cette étude comparative, la performance structurelle des poutres en béton armé (BA) et en béton précontraint (BP) a été évaluée à travers les principales sollicitations internes : le moment fléchissant et l'effort tranchant, aux états limites ultime (ELU) et de service (ELS).

À l'ELU, la poutre en BA présente le moment fléchissant maximal (411,91 kNm), pris comme référence (100 %). La poutre BP ne développe qu'environ 35,55% de ce moment, ce qui montre que la BA reprend majoritairement les efforts de flexion par ses armatures longitudinales et

transversales. En revanche, l'effort tranchant maximal est atteint dans la BP (419,98 kN), et celui du BA correspond à environ 56,95 % de cette valeur, traduisant que la précontrainte permet à la BP de transférer les efforts internes différemment, concentrant une part plus importante du cisaillement sur ses armatures actives.

À l'ELS, la tendance est similaire : le moment fléchissant du BP correspond à environ 32,6 % de celui du BA, tandis que l'effort tranchant du BA atteint environ 62,3 % de celui du BP. Ces résultats révèlent que la précontrainte modifie la distribution des contraintes, réduisant les sollicitations de flexion et les déformations, tout en augmentant les efforts tranchants. La BA, quant à elle, mobilise ses armatures passives pour reprendre la majeure partie des moments fléchissant et un cisaillement moins important.

Ainsi, la performance structurelle ne se limite pas aux valeurs des sollicitations, mais traduit la capacité de chaque poutre à reprendre les efforts appliqués selon sa conception : le BA répond aux moments fléchissant principalement via son armature passive, tandis que le BP, grâce à la précontrainte, réduit la flexion mais transfère plus de cisaillement aux armatures actives, garantissant la sécurité et le service à long terme.

3.9 CONCLUSION PARTIELLE

À l'issue de l'étude comparative des poutres en béton armé et en béton précontraint, les analyses menées avec le logiciel Robot Structural Analysis et conformément aux règlements BAEL et BPEL ont permis de déterminer les moments et efforts internes aux ELU et ELS. Les valeurs maximales ont été relevées aux appuis et en travée, et les vérifications des contraintes et déformations confirment la conformité.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude a porté sur une comparaison des poutres en béton armé et en béton précontraint appliquée à un bâtiment commercial R+2 avec sous-sol. L'objectif principal était d'évaluer l'impact de la précontrainte sur le comportement structural des poutres de grande portée, en analysant les efforts internes, la fissuration et les déformations. La démarche adoptée s'est appuyée sur une modélisation numérique et un dimensionnement suivant les règlements BAEL et BPEL, avec vérifications aux états limites de service et ultime.

Les résultats montrent que la poutre en béton précontraint présente une réduction significative des moments fléchissant à l'ELU de 35,55% et à l'ELS de 32,6% par rapport à la poutre en béton armé, grâce à l'introduction d'une compression initiale qui compense les effets de traction. Cette action améliore le comportement en service, limite la fissuration et permet l'utilisation de sections plus faibles, donc une meilleure optimisation géométrique. En revanche, les efforts tranchants observés sont plus élevés en béton précontraint à l'ELU 175,5% et à l'ELS 160,5% kN par rapport à la poutre en BA ce qui impose une attention particulière au dimensionnement des armatures transversales.

Du point de vue des déformations, les deux solutions respectent les critères de flèche admissible, 60% pour la poutre en BA et 86,66% pour la poutre en BP confirmant leur validité structurelle. Toutefois, la poutre précontrainte atteint ces performances avec une section de 35,71% plus réduite que le BA et une quantité d'armatures passives inférieure.

Toutefois, ce travail s'est heurté à certaines limitations d'une part reposant sur une approche théorique et numérique, en absence d'essais expérimentaux permettant de valider les résultats d'autre part à une section rectangulaire sans investigation d'autre formes de section susceptible d'offrir une meilleure optimisation géométrique ; l'utilisation du logiciel RSA bien que pertinent pour l'analyse globale présente des limitations dans la modélisation fine du comportement du BP en ce qui concerne la prise en compte des pertes de précontrainte et des effets différés.

Comme perspective d'avenir, nous recommandons aux futurs chercheurs de s'orienter vers l'étude d'autre géométrie de section (en T, en I, etc) dans le but d'optimiser le rapport résistance-poids et la consommation de matériaux. L'usage de logiciels spécialisés en BP, capable de modéliser de manière plus précise dans le but d'affiner les résultats.

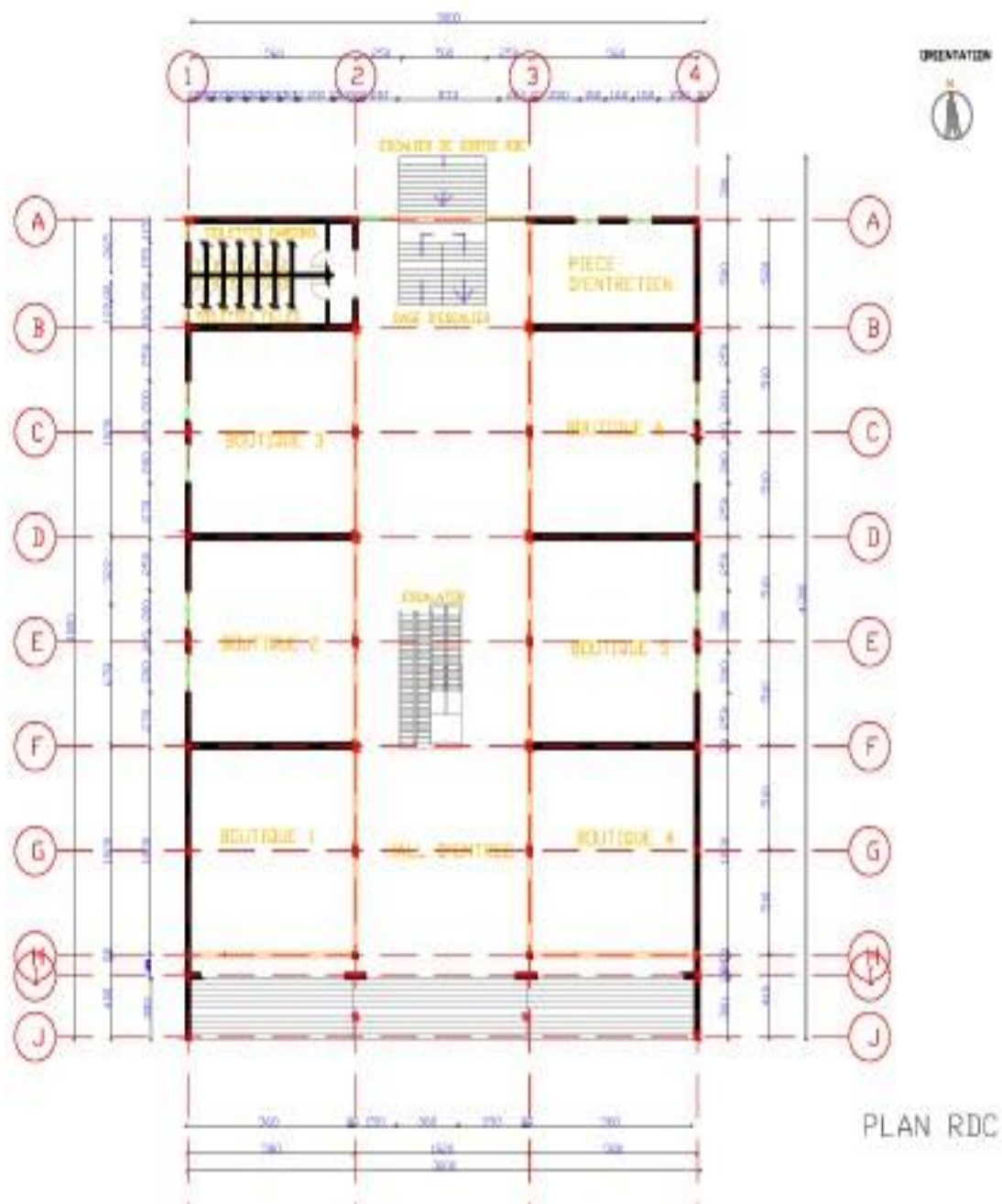
Bibliographie

- [1] S. Mohammed, NOTES DE COURS : « Béton précontraint, cours et applications, Oran », 2017.
- [2] DIOUTA, « Notes de cours de béton précontraint », ULPGL/Goma, 2019.
- [3] Y. ABDELAZIZ , NOTES DE COURS : « Béton précontraint, cours et exercices, centre universitaire de Bechar », 2006.
- [4] R. BULAKALI, « Mémoire de cycle pour l'obtention du diplôme d'ingénieur : Etude comparative d'une ossature de grande portée réalisée selon l'Eurocode 4 et le BPEL. Application à une salle polyvalente dans la ville de Goma », de l'ULPGL, 2021.
- [5] S . Hennich et B. BRAHIM, « Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur : Etude et calcul d'un pont à poutres en béton précontraint réalisé par post tension, de l'école nationale polytechnique », 2018.
- [6] Y. Brahim , revue , « Tout en un calcul des structures de bâtiment en béton armé », version 2015.
- [7] N. M. KADRI, « Mémoire pour l'obtention du master 2 en ingénierie : Etude technique d'un bâtiment R+3 à usage de marché, Institut international d'ingénierie de BURKINA FASO », juin 2013
- [8] « The Structural Precast Concrete Handbook 2nd Edition, by the Technology Development Division of Building and Construction Authority», in May 2001
- [9] B. BARAKA, « Memoire de fin de cycle de licence en science de l'ingenieur : Conception et dimensionnement d'un musée R+2 en BA dans le ville de Goma », à ULPGL, 2023
- [10] A.N. Ally , « Notes de cours de béton armée », ULPGL/GOMA, 2025
- [11] F.MOOUSSAOUI, « Module beton armé 1, Université Akli Mohand Oulhadj-Bouira »,s.d
- [12] P. Jean, « Traité de béton armé des règles BAEL à l'Eurocode 2 »,s.d
- [13] Regles BPEL 91, Avril 1992
- [14] C. Robert , « Cours de béton précontraint, Centre français technique de l'ingénieur » ;s.d.
- [15] K. Ornella , « Mémoire de fin de cycle ; ETUDE COMPORTEMENTALE DES PLANCHERS A DALLE PLEINE ET A CORPS CREUX EN BETON ARME FACE AUX EFFETS SISMIQUE », ULPGL/Goma, 2021.

- [16] B. Cherif, « ²Notes de cours de mécanique du solide », ULPGL/Goma, 2023
- [17] M. Grace ; « Laboratoire du cours de technologie du béton », ULPGL/Goma, 2023
- [18] Freyssinet, « Circulaire n°98-88-système C de précontrainte. Document technique », septembre 1998

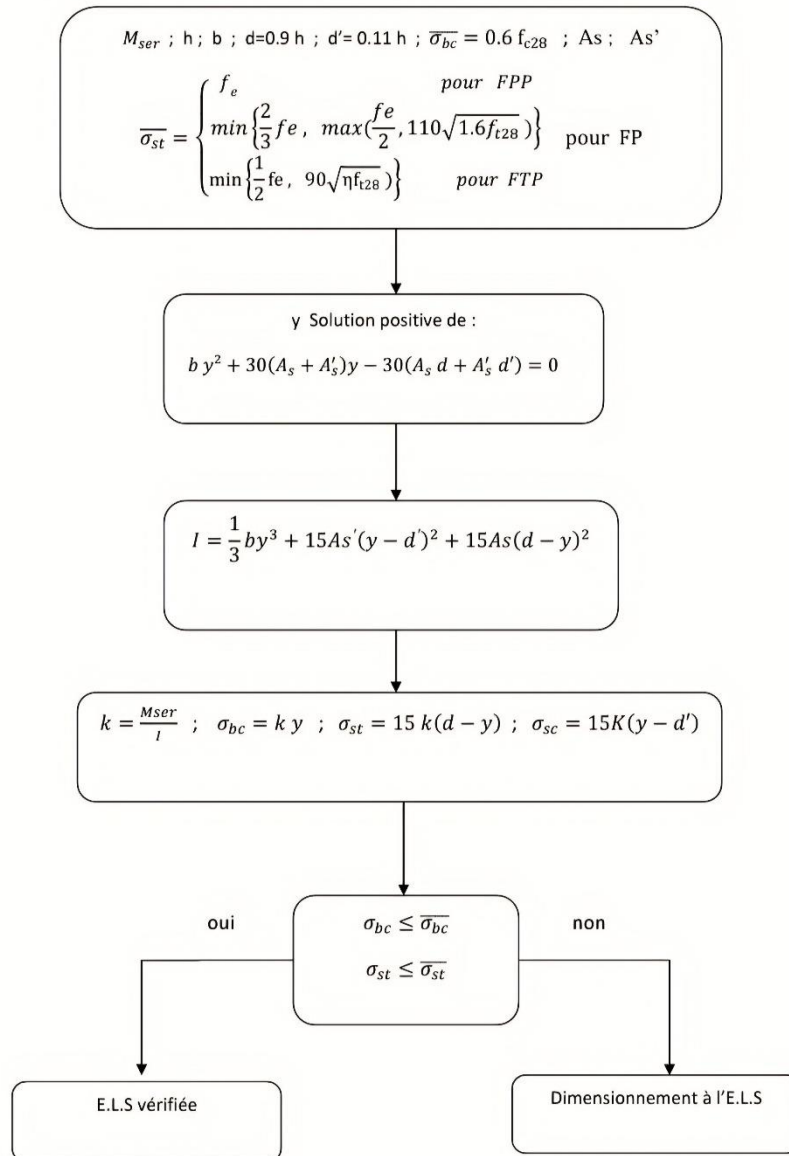
ANNEXE

Annexe 1 Plan Architectural

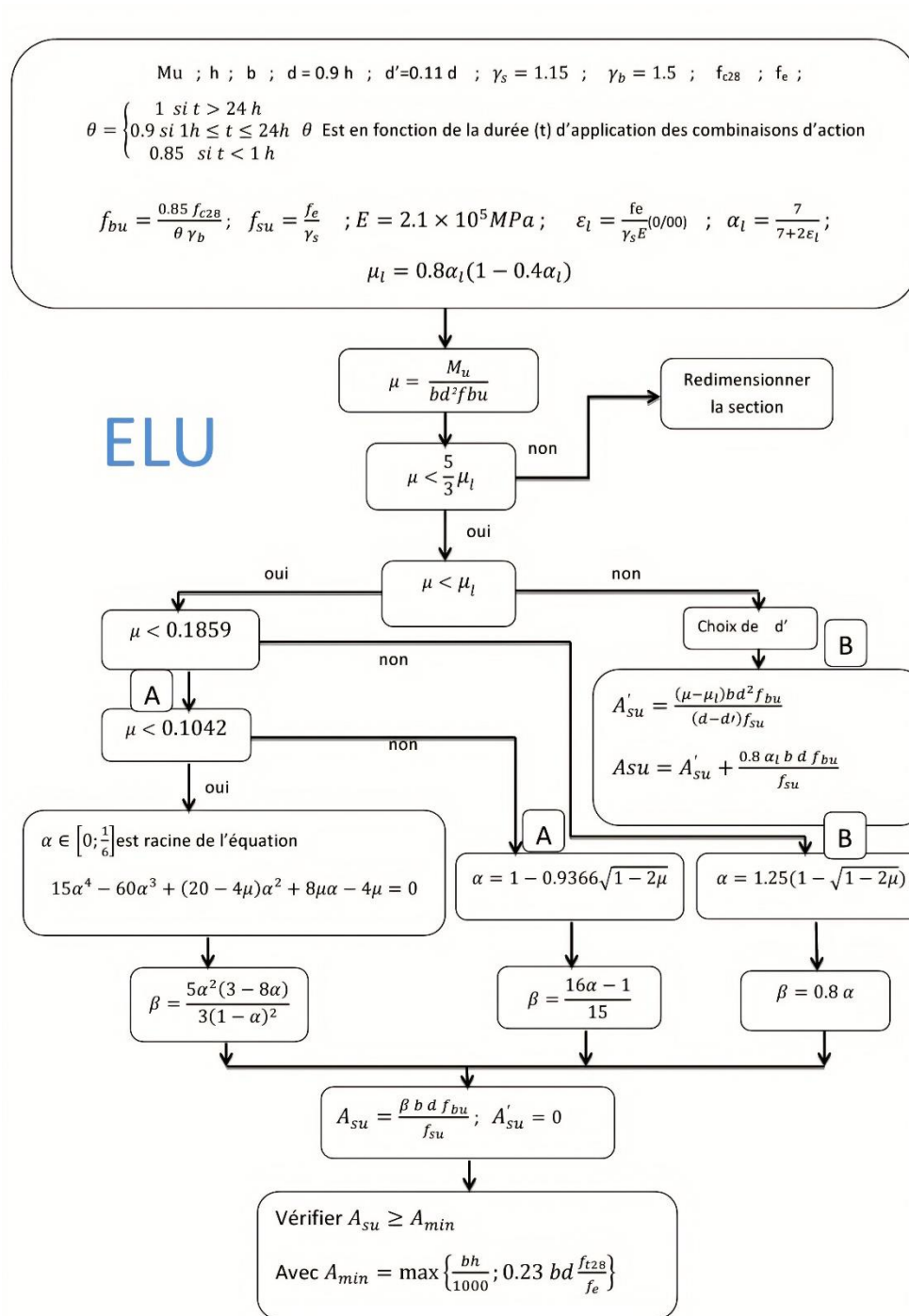


Annexe 2 Vérification de contrainte de la poutre à ELS

Vérification à E.L.S



Annexe 3 Vérification de contrainte de la poutre à l'ELU



Annexe 3 Rendu du Bâtiment





