

EPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de Construction

Département Travaux Public



Mémoire de fin d'étude

On vue d'obtention du Diplôme de Master en Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrage D'art (VOA)

Thème

**ETUDE D'UN PONT A POUTRE MULTIPLE
EN BETON PRECONTRAINT
PAR PRE-TENSION**

- Réalise par : HAMOUDI Fairouz.
- Encadré par : M^{me} BELHOCINE Malika.
- Les membres de jury :

Miloudi Nassima

Harmim Tahssadith

Promotion 2022 - 2023

Remerciements

*Je tiens à remercier en premier lieu le bon **Dieu**, de m'avoir donné la force, la patience, la volonté afin d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifices.*

*J'ai l'honneur et le plaisir de présenter ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à ma promotrice : Mme **BELHOCINE Malika**, pour sa précieuse aide, ces orientations et le temps qu'elle nous a accordé pour notre encadrement.*

*Mes remerciements s'adressent, également, aux membres du **jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.*

*Mes sincères remerciements à tous mes anciens enseignants, en particulièrement madame **Miloudi N.***

*Bien sûr, je tiens à remercier profondément le chef de projet **SITAHAR Marzouk** et l'ingénieur **KHENNOUF Rafik**, et **OUKFIF Rafik** qui m'ont toujours portés conseils et aidé afin d'accomplir ce modeste travail.*

Arrivés au terme de la rédaction de ce mémoire, j'exprime ma gratitude pour toutes les personnes qui, par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques qu'ont guidé mes réflexions et qu'ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mon projet d'études.

Dédiasses

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond du cœur à ceux que j'aime et que je remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute mon existence. Je dédie ce modeste travail à:

- ♦ *La plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers celle qui m'éclaire dans l'obscurité âtres chère mère **AIBOUD FATIMA**, tu as été à mes côtés du début de mes études jusqu'à la fin.*
- ♦ *Celui que je dois tout ,mon très chère père **HAMOUDI SAÏD** (Paix à son âme) ;il a été le meilleur compagnon à mes coté tout au long de sa vie.*
- ♦ *Mes chères frères et leurs épouses, mes chères sœurs et leurs mariés et à toute ma famille mes cousins, cousines, oncle et tentes qui m'ont encouragé depuis mon enfance à exceller dans mes études.*
- ♦ *Tous mes amis spécialement :**Kenza, Imane, Malha et Aicha** et mon ami **SAHI Sofiane**, qui mon soutenu dans les bons comme les mauvais moments, et mon encouragé tout au long de ce mémoire. Ils ont été des personnes inoubliables et formidables.*

Fairouz

Liste de figures

➤	Chapitre I : Généralité et présentation sur les ponts	
	Figure I.1 : L'actualisation d'oued SEBT	01
	Figure I.2 : Les éléments constitutifs d'un pont a poutre.....	02
	Figure I.3 : Pont a arc.....	03
	Figure I.4 : Un pont a voute	03
	Figure I.5 : Un pont suspendu	04
	Figure I.6 : Pont a hauban	04
	Figure I.7 : Pont a poutre en treille	05
	Figure I.8 : Un pont a béquille et ces éléments.....	05
	Figure I.9 : Tracé en plant de l'ouvrage.....	08
	Figure I.10 : Profile en long de l'ouvrage.....	08
	Figure I.11 : Profile en travée de l'ouvrage	09
	Figure I.12 : Les différentes zones sismiques en Algérie	11
	Figure I.13 : Pont a poutre	13
	Figure I.14 : Représente la précontrainte par pré –tension	14
	Figure I.15 : La méthode de réalisation de la précontrainte par pré –tension.....	15
➤	Chapitre II : Caractéristique de matériaux	
	Figure II.1 : Diagramme contrainte déformation.....	19
	Figure II.2 : Diagramme déformation de l'acier.....	21
➤	Chapitre II : Caractéristique et dimensionnement du tablier	
	Figure III.1 : Les éléments d'une poutre	22
	Figure III.2 : Coupe transversal de trottoir avec corniche	28
	Figure III.3 : Section de la poutre d'about seule	28
	Figure III.4 : Section de la poutre D'about avec hourdis.....	30
	Figure III.5 : section de la poutre intermédiaire seule	32
	Figure III.6 : Section de la poutre intermédiaire avec hourdis	33
	Figure III.7 : Section de la poutre médiane seule	34
	Figure III.8 : Section de la poutre médiane avec hourdi	36
➤	Chapitre IV : Calcule les charges et les surcharge	
	Figure VI.1 : Les sections	38
	Figure VI.2 : La charge A(L)	41
	Figure VI.3 : Système BC	42
	Figure VI.4 : Système BT	44
	Figure VI.5 : Système Br	44
	Figure VI.6 : Système MC120	45
	Figure VI.7 : Convoi type D240	46
➤	Chapitre V : La modalisation	
	Figure V.1 : Logo logiciel Auto Disque structure professionnel	48
	Figure V.2 : Model de calcul.....	50
	Figure V.3 : Désactivé de la grille	50
	Figure V.4 : Configuration de logiciel	51
	Figure V.5 : Insertion des matériaux	51
	Figure V.6 : Ligne de construction.....	52
	Figure V.7 : Création des sections sur Robot.....	52

Figure V.8 : Insertion de la dalle	53
Figure V.9 : Insertion de la charge permanent	54
Figure V.10 : Défini la charge de revêtement	54
Figure V.11 : Défini la charge de corniche	55
Figure V.12 : Défini la charge de glissière	55
Figure V.13 : Insertion de la charge exploitation (piéton).....	56
Figure V.14 : Insertion de la charge d'exploitation (routière).....	56
Figure V.15 : Défini la charge Q trottoir	57
Figure V.16 : Défini la surcharge A(l)	58
Figure V.17 : Défini la charge roulant Bc	58
Figure V.18 : Défini la charge roulant MC 120	59
Figure V.19 : Défini la charge roulant D240	59
Figure V.20 : Définition des combinaisons d'action.....	60
Figure V.21 : Diagramme des moments Fléchissant sous la combinaison de la charge permanent et surcharge	60
Figure V.22 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison de la charge permanent et surcharge	61
Figure V.23 : Diagramme des réactions	62
Figure V.24 : les cartographie des moments transversal et longitudinal de la dalle	63
➤ Chapitre VI : La Précontrainte	
Figure VI. 1. Principe de la précontrainte	66
Figure VI. 2: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension	67
Figure VI. 3: trace de câble	74
Figure VI. 4: Disposition des câbles	75
Figure VI. 5: Tracé les dispositions des câbles	76
Figure VI.6 : Composante de la force de la précontrainte	79
Figure VI.7: Diagramme de chute de tension avant et après blocage dans le câble N°1	88
➤ Chapitre VII : La dalle	
Figure VII. 1: Coupe transversale de tablier.....	103
Figure.VII.2 : Le moment Max $M_{(xx)}$ à L'ELU donné par robot.....	104
Figures VII. 3: Le moment Max $M_{(xx)}$ à L'ELS donné par robot	105
Figures VII. 4: Le moment Max $M_{(y y)}$ à L'ELU donné par robot	109
Figures VII. 5: Le moment $M_{(y y)}$ à L'ELS donne par robot.....	110
Figures VII. 6: Ferraillage de la dalle dans le sens transversal.....	112
Figures VII. 7: Ferraillage de la dalle dans le sens longitudinal.....	112

Liste des tableaux

➤ Chapitre I : Généralité et présentation sur les ponts

Tableau I.1 : Classification des ponts 12

Tableau I.2 : Coefficients d'accélération selon la zone 12

Tableau I.3 : Analyse multi initié.....13

➤ Chapitre II : Caractéristique de matériaux

Tableau II.1: La contrainte limite de traction vaut..... 19

➤ Chapitre III : Caractéristique et dimensionnement du tablier

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre d'about seule 29

Tableau.III.2 : Les résulta de poutre d'about seul 29

Tableau III .3 : Caractéristique géométrique de la poutre d'about avec hourdi 31

Tableau III.4 : Les résulta de poutre d'about avec hourdis 31

Tableau III .5 : Caractéristique géométrique de la poutre intermédiaire seul 32

Tableau.III .6 : Les résulta de poutre inter médiane sans hourdis 33

Tableau III.7 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis 33

Tableau III.8 : Les résulta de poutre intermédiaire avec hourdis.....34

Tableau VI.9: Caractéristiques géométriques de la poutre médiane seule 35

Tableau III.10: Les résulta de poutre médiane seule 35

Tableau VI.11 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis 36

Tableau III.12 : Les résulta de poutre médiane avec hourdi.....37

➤ Chapitre IV : Calcule les charges et les surcharge

Tableau IV.1 : Donnant les valeurs de A (l) 41

Tableau IV.2 : Des charges par essieu et par voie Bc 43

Tableau IV.3 : Des charges par essieu et par voie Bt.....44

➤ Chapitre V : La modalisation

Tableau V.1 : Les charges permanentes..... 53

Tableau V.2 : Les étapes limite 57

Tableau V.3 : Récapitulation résultants 61

Tableau V.4 : La somme des réactions 62

Tableau V.5 : La somme des résultats.....64

Chapitre VI : La précontrainte par pré-tension

Tableau VI.1 : Caractéristiques de poutre seule et de poutre avec hourdi 68

Tableau VI.2 : Les valeurs de P_1 et P_2 69

Tableau VI.3 : Représente les phases des contraintes.....73

Tableau VI.4 : Calcule l'angle 76

Tableau VI.5 : Disposition des câbles.....	76
Tableau VI.6 : Récapitulatif de longueurs des câbles.....	77
Tableau VI.7 : Positionnement des câbles à l'about	78
Tableau VI. 8 : Composante de la précontrainte à l'about (poutre seul).....	79
Tableau VI.9: Caractéristique géométrique de la gaine.....	80
Tableau VI.10 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis	80
Tableau VI.11 : Caractéristiques géométrique de la gaine	80
Tableau VI.12 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis	81
Tableau VI.13: Composante de la précontrainte à 1 m de l'about (poutre seul).....	81
Tableau VI. 14 : caractéristique géométrique de la gaine	81
Tableau VI. 15 : Caractéristiques de la section à 1m de l'about sans hourdis	82
Tableau VI. 16 : Caractéristiques géométriques de la gaine	82
Tableau VI. 16 : Caractéristiques géométriques de la gaine l'about avec hourdis.....	82
Tableau VI. 17: Caractéristique géométrique de la gaine	83
Tableau VI. 18 : caractéristiques de section à 1m de l'about avec hourdis.....	84
Tableau VI. 19: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis	84
Tableau VI. 20 : Composantes de la précontrainte à la médiane (poutre seul)	84
Tableau VI. 21: Caractéristiques géométrique de la gaine	84
Tableau VI. 22 : récapitulatif des caractéristiques des différentes sections	85
Tableau VI. 23 : Perte par frottement	86
Tableau VI. 24 : Les aires des câbles	90
Tableau VI. 25 : Les tensions des câbles	91
Tableau VI. 16 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	92
Tableau VI.27 : Pertes par raccourcissement instantané de béton contraint	94
Tableau VI.28: Pertes par raccourcissement instantané de béton.....	95
Tableau VI. 29: Les tensions initiales probables « $\sigma_{Pi}(\text{MPa})$ »... ..	95
Tableau VI. 30: Valeur des pertes due au retrait de béton.....	96
Tableau VI. 31: perte par relaxation des câbles.....	98
Tableau VI. 32: Perte par fluage $\sigma_{fl}(x)$ dans les câbles	100
Tableau VI. 33 : Pertes différées totales dans différentes sections	100
Tableau VI. 34: Pourcentage des pertes	101
Chapitre VII : La dalle	
Tableau VII.1 : Récapitulatif des efforts .	104

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralité et présentation sur les ponts

I.1- Introduction	01
I.2- Définition d'un pont	02
I.2.1 : Principaux éléments constitutifs de pont à poutre	02
I.2.2 : les types de pont	03
I.2.3 : Critères de classification.....	06
I.2.4 : Les grandes catégories.....	06
I.3 : Présentation de l'ouvrage	07
I.3.1 : Les données	07
I.3.2 : Catégorie de l'ouvrage.....	11
I.3.3 : Choix de type de l'ouvrage.....	12
I.4 : Précontrainte par pré-tension.....	14
I.4.1 : Les étapes de réalisation	14
I.5 : Conclusion	15

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1- Introduction.....	16
II.2- Béton	16
II.2.1 : Résistance de béton.....	16
II.2.2 : Contrainte admissible.....	17
II.2.3 : Déformation longitudinale de béton.....	17
II.3 : Qualité attendus d'un béton pour un ouvrage	18
II.3- Aciers	18
II.3.1 : Acier passif	18
II.3.2 : Acier active	20
II.4 : Conclusion	21

Chapitre III : Caractéristiques et dimensionnement du tablier

III.1- Introduction	22
III.2- Dimensionnement des éléments du tablier	22
III.2.1 : Les poutres.....	22
III.2.2 : L'hourdis	25
III.2.3 : Les équipements de tablier	25

III.3- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre	28
III.3.1 : Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre d'about	28
III.3.2 : Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire	32
III.3.3 : Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre médiane	34
III.4 : Conclusion	37
Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges	
IV.1 : Introduction	38
IV.2- Calcul des charges et surcharges	38
IV.2.1 : Les charges permanent.....	38
IV .2.2 : Etude les surcharge	40
IV.3 : Conclusion	47
Chapitre V : Modélisation	
V.1 :	
Introduction	48
V.2 : Présentation de l'ouvrage	48
V.3 : Modélisation	49
V.3.1 : Les étapes de modélisation.....	49
V .4 : Conclusion.....	64
Chapitre VI : Etude de la précontrainte	
VI.1 : Introduction.....	65
VI.2 : Historique.....	65
VI.3 : Principe de la précontrainte.....	66
VI.4 : La précontrainte pré-tension	66
VI.4.1 : Définition des classes de vérification.....	67
VI.4.2 : Dimensionnement de la précontrainte.....	68
VI.4.3 Calcul du nombre de câbles	70
VI.5 Tracé des câbles	73
VI.5.1.1Principe	73
VI.5.2 Application au projet.....	75
VI .5.3Câble moyen fictif.....	77
VI.6 Les caractéristiques géométriques des sections nettes	79

VI .7 : Les pertes de tension.....	86
VI .7.1: Introduction.....	86
VI.8 : Les pertes différées	85
VI.8.1: Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »	86
VI.8.2: Perte due à la relaxation des aciers	86
VI.8.3: Perte dues au fluage	97
VI.8.4: Pertes différées totales et tension finale probable.....	90
VI.8.6 : La tension finale probable.....	91
VI.9 : Conclusion	91

Chapitre VII : Etude de la dalle

VII.1 : Introduction	92
VII.2 Etude de l'hourdis	92
VII.3. Ferrailage Transversale	92
VII.3.1 : Ferrailage en travée	93
VII.3.2 : Vérification des contraintes : en travée	95
VII.3.3 : Le ferrailage des appuis	96
VII.3.4 : Vérification des contraintes : en appuis	97
VII.4 Ferrailage Longitudinale	108
VII.4.1 : Ferrailage en travée	108
VII.4.2 : Ferrailage en appuis longitudinal.....	100
VII.4.3 : Ferrailage général de la dalle	101
VII.5 : La conclusion	101

Introduction générale

Le domaine de la construction ne cesse de s'évoluer et de s'améliorer de plus en plus, il touche les différents secteurs publics et privés. Les Travaux Publics comprennent des infrastructures (routes, canalisations) et des ouvrages d'art de génie civil, tels que les ponts, les ouvrages maritimes, les pistes d'aéroports, etc.

Les Travaux Publics construisent et entretiennent des ouvrages pour :

- Permettre aux hommes de mieux communiquer : Routes, ponts, tunnels.
- Aménager le cadre de vie : Voirie, éclairage public, piétonnes.
- Améliorer l'environnement ; Collecte et traitement des eaux usées et des déchets.
- Produire de l'énergie ; Barrages, éoliennes.
- Acheminer ; L'eau potable, l'électricité et le gaz.

Parmi les moyens de communication et de circulation que l'homme utilise de nos jours, on trouve le pont, qui est une construction permettant de traverser d'un bout à l'autre, que ce soit (une rivière, une mer ou une falaise...), entre deux points reliés entre eux. Il permet aussi la libre circulation de l'eau, y compris les eaux de ruissellement ou les cours d'eau. Le pont est souvent utilisé en génie routier en milieu agricole, il permet ainsi de réduire les inondations et le trafic en milieu urbain. Les ponts sont différents par rapport à la longueur qui dépend de la distance disponible et la forme en long couloir ou en structure ferroviaire.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons dimensionner et étudier d'une manière profonde, les différents partis du tablier de pont, pour se faire nous avons établi un plan de travail contenant 7 chapitres :

Chapitre I : « Généralités et la présentation sur les ouvrages d'arts », dans ce chapitre on a étudié généralement l'importance et différents types des ponts et la démarche de conception. on a décrit toutes les données fonctionnelles et naturelles concernant notre projet.

Chapitre II : « Caractéristiques des matériaux », après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base, on s'est intéressé à la définition des caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

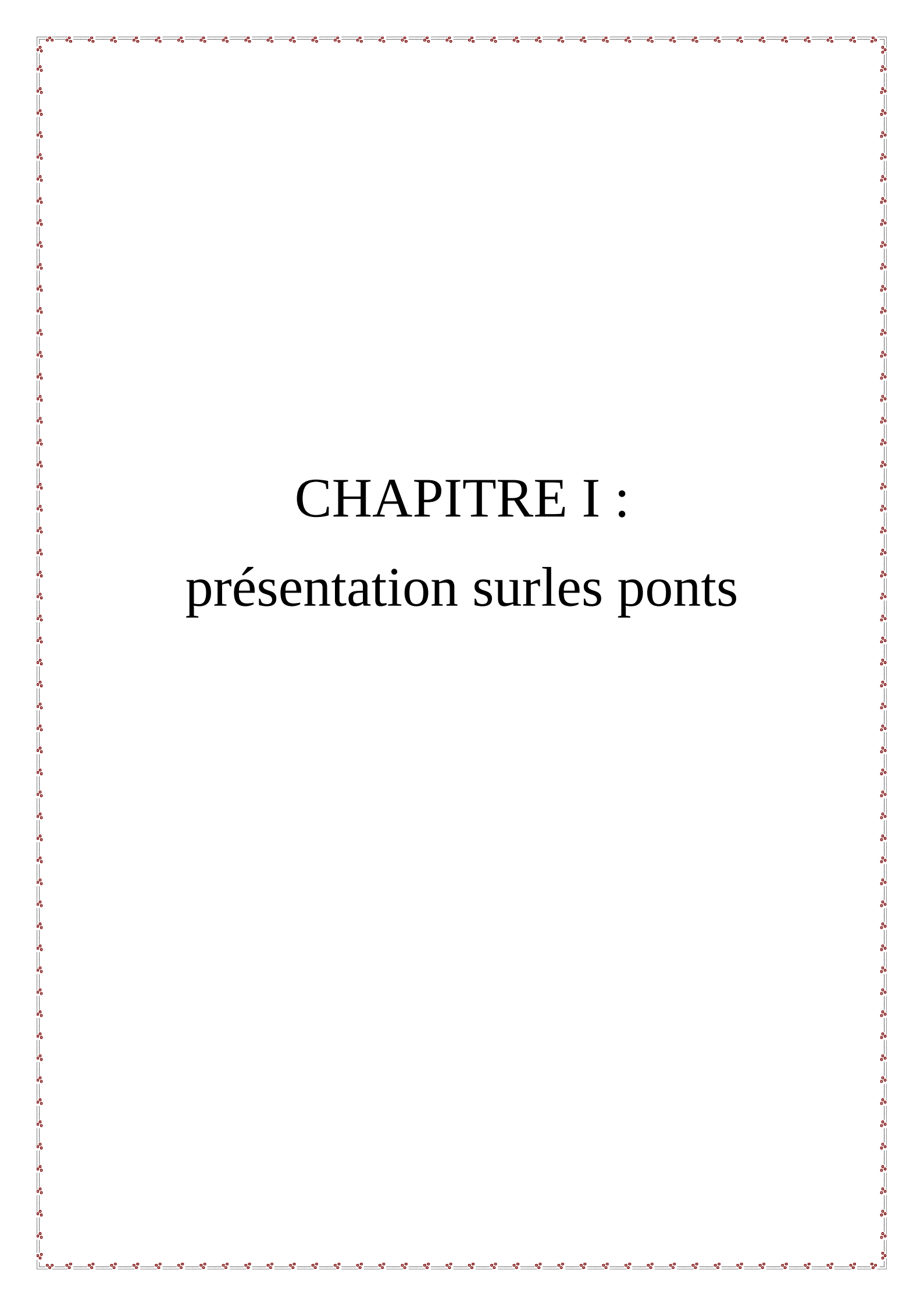
Chapitre III : « *Caractéristiques géométriques et pré – dimensionnement* », on a pré-dimensionnées toutes les éléments constituant le tablier et les différents équipements du pont, en suite, on a défini les caractéristiques géométriques de la poutre.

Chapitre IV : « *Charges et surcharges* », on a cité toutes les charges due au trafic et les actions hors trafic qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre V : « *Modélisation du tablier par ROBOT* », a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Chapitre VI : « *Etudes de la précontrainte et les pertes de tension* », c'est-à-dire le règlement à élaborer des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, ainsi le traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau.

Chapitre VII : « *L'étude de l'hourdis* », on a étudié la répartition longitudinale et transversale des efforts, et effectuer le ferrailage pour la dalle, dans les deux sens.



CHAPITRE I :

présentation surles ponts

I-1 : Introduction

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Tout fois , cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construite in situ. Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées. A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celle ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

Dans ce mémoire nous essayons de faire l'étude d'un pont isostatique à poutres multiples en béton précontraint franchissant **Oued SEBT PK 39 +300** Wilaya de **Tizi-Ouzou**, qui sera réalisé par la **Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Arts (S.A.P.T.A)**.

Exemples : Ponts, tunnels, buses, dalots.

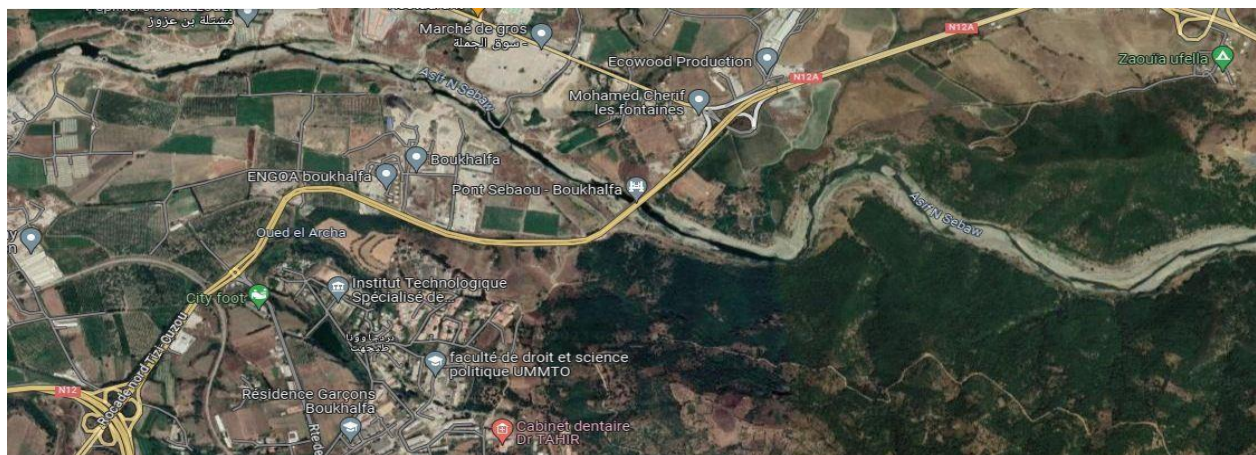


Figure I.1 : l'actualisation d'oued SEBT

I.2 : Définition de ponts

Un pont est une structure construite pour permettre à des personnes, des véhicules, des trains ou des animaux de traverser une voie d'eau, une vallée ou une autres zone difficile d'accès . Les ponts sont généralement composés de poutres, de piliers et tabliers, et peuvent être intégrés en différents matériaux tels que.

I.2.1 : Principaux éléments constitutifs de pont à poutre

Dans cette figure nous trouvons les d'efférents éléments d'un pont a poutre

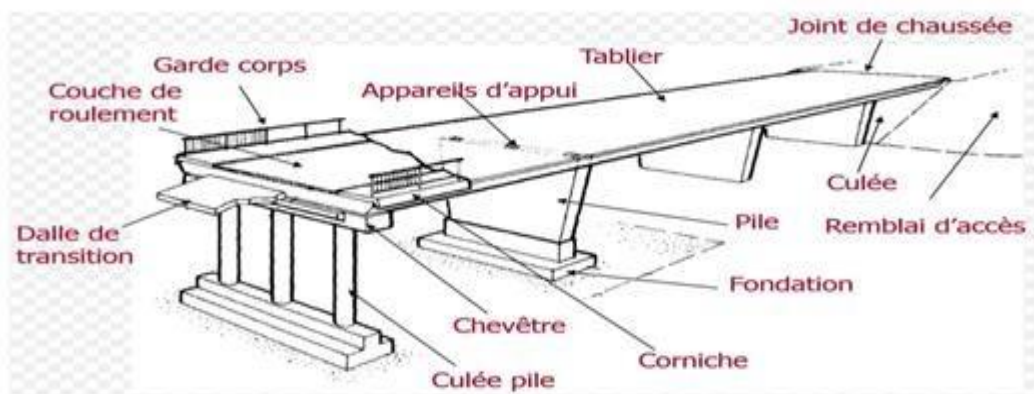


Figure I.2 : Eléments constitutifs de pont à poutre.

- **Le tablier :** c'est la partie horizontale sur laquelle circule les véhicules, il comprend une ou des travées et constitué d'une dalle reposant sur des poutres.
- **Les appuis :** ce sont les culées (appuis de rive) et les piles (appuis intermédiaires).
- **L'appareil d'appui :** ce sont des plaques en élastomère qui transmettent les charges aux piles et amortir les forces horizontales (accélération, force de freine
- **Les piles :** ce sont des appuis intermédiaires supportant le tablier, ils sont de forme : soit des colonnes ou voiles.

Les culées : elles assurent une double fonction ; supporter la charge de

- tablier, et joue un rôle de soutènement des remblais d'accès
- **Les fondations :** assurent la liaison entre les appuis et le sol, et transmet également les charges.

I.2.2 : les types de pont :

▪ Pont à arc

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparurent les ponts en arc. Dans un pont en arc, la rivière est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires

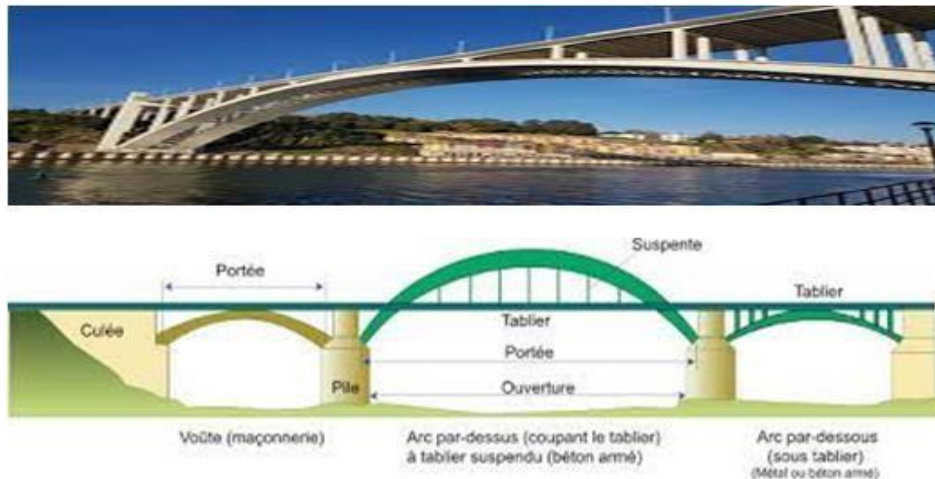


Figure I.3 : Pont à arc

▪ Pont à voûtes

Les ponts à voûtes ou plus usuellement dénommés ponts en maçonnerie sont les premiers ponts durables réalisés. Ils ne travaillent qu'en compression.

Le matériau de construction est la pierre.

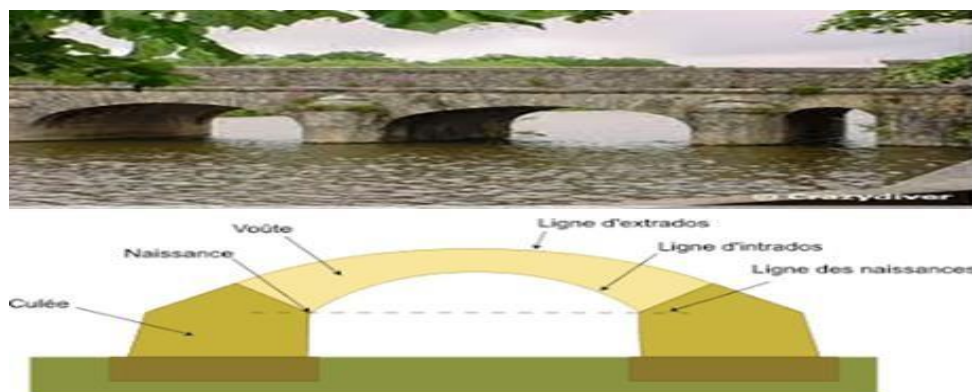


Figure I.4 : Un pont à voûtes et ses éléments

- **Ponts suspendus**

- Un pont suspendu est un ouvrage architectural permettant d'enjamber un cours d'eau ou un précipice, dont le tablier est suspendu à des pylônes par un système de câbles. Il est rangé dans la famille des ponts à câbles, combinant la traction, la compression et la flexion dans un fonctionnement plus complexe que les précédentes familles.
- du pont. Moins chère que les ponts suspendus, car pas besoin de câbles supportant le poids du pont

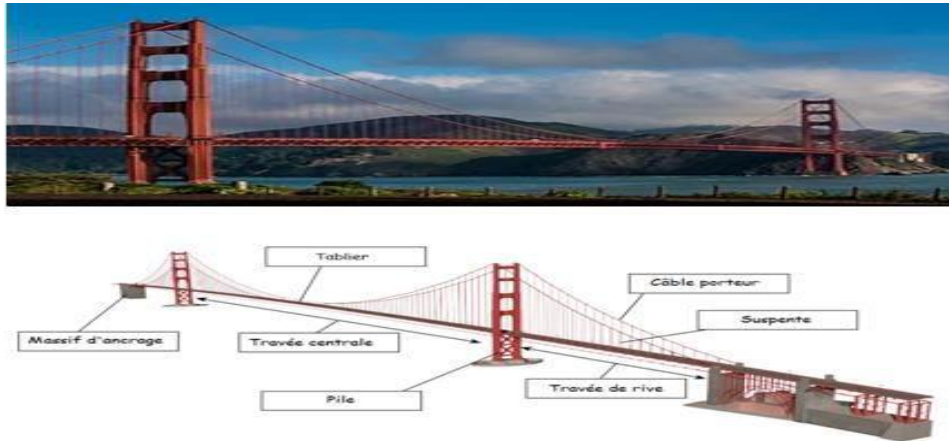


Figure I.5: Un pont suspendu avec ces éléments

- **Pont haubans**

Un pont à haubans est une conception de pont qui utilise de gros câbles d'acier suspendus à de hautes tours ou pylônes pour soutenir le tablier du pont. La conception de pont à haubans est généralement utilisée sur des ponts qui s'étendent sur de grandes distances.

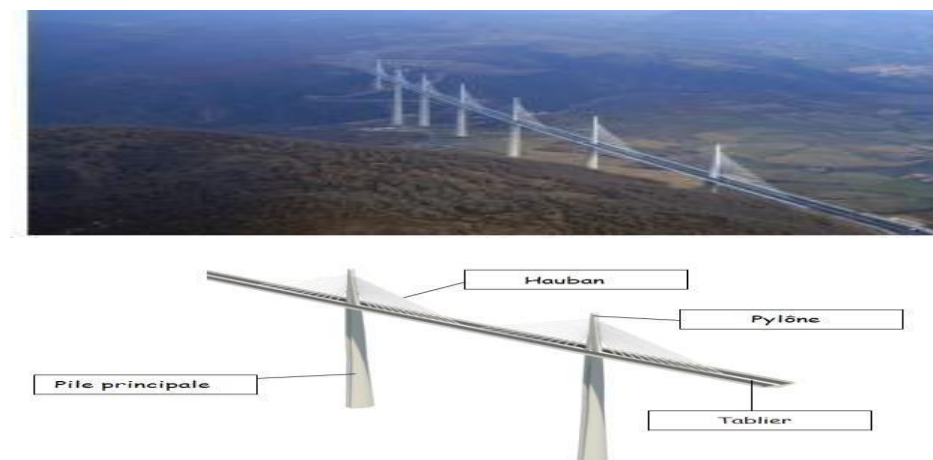


Figure I.6: Un pont à haubans et ces éléments

- **Pont a poutre en treillis**

Un pont en treillis, ou pont en poutre en treillis, ou pont-treillis est un pont dont les poutres latérales sont composées de barres métalliques triangulées, assemblées en treillis. Au début du XX^e siècle, les poutres en treillis étaient dénommées poutres américaines, car c'est aux États-Unis que la technique est apparue. Les treillis peuvent être assemblés par boulonnage, par rivetage ou bien soudés.

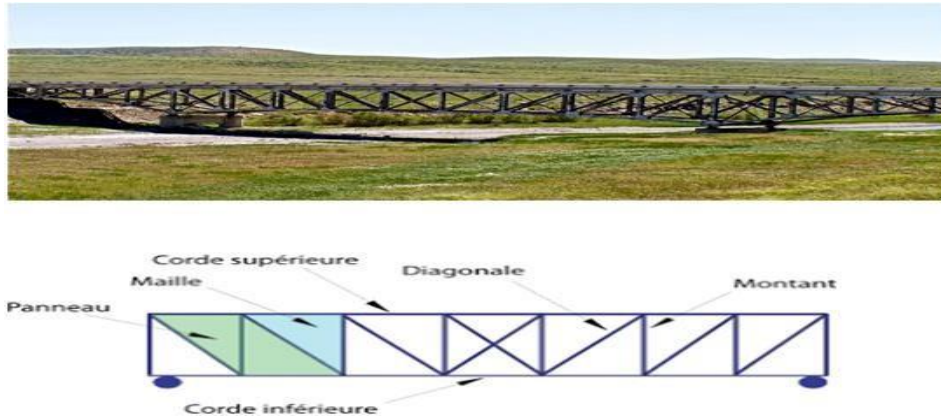


Figure I.7 : pont a poutre en treillis

- **Pont à béquilles**

Les ponts à béquilles peuvent être assimilés à des ponts en arc. Les béquilles peuvent reprendre les efforts au tiers de la longueur de l'édifice. Les appuis doivent être solides sous peine d'affaiblissement ou de destruction de l'ouvrage. Le moindre écartement des appuis entraîne un affaissement important.

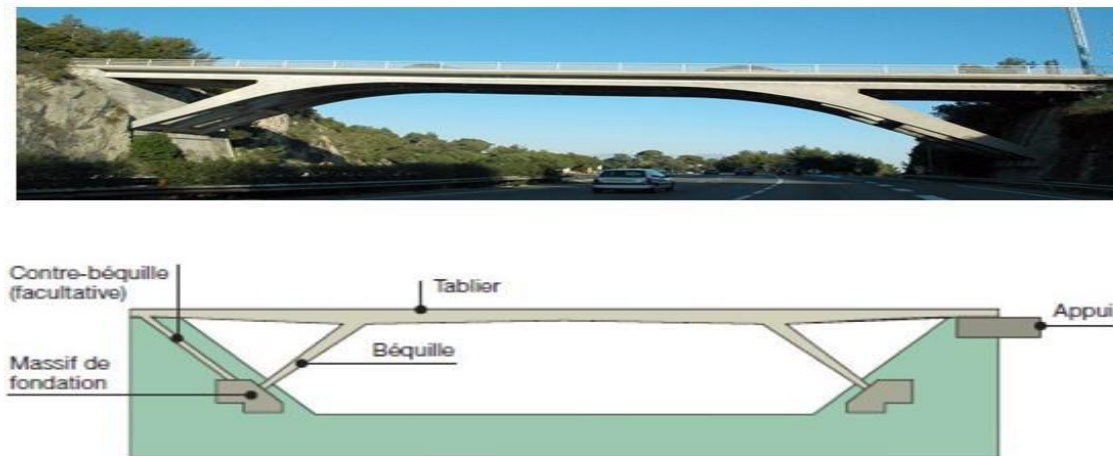


Figure I.8: Un pont à béquilles et ces éléments

I.2.3 : Critères de classification

Il existe plusieurs variantes ainsi des différents critères de choix de type d'un ouvrage.

Parmi ces critères :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée pont (route.)
- Les matériaux principaux utilisés (béton, acier).
- La fonction mécanique : isostatique.
- La disposition en plan : alignement droit.
- Leur durée de vie prévue : définitive (100ans)

I.2.4 : Les grandes catégories

Ils sont classés selon la nature des efforts transmis aux appuis, la fonction des matériaux utilisés, et l'importance de l'ouvrage.

➤ **Classification des ponts**

Les ponts peuvent être classés selon

▪ **La longueur**

La longueur est inférieure à 8m : Petits Ouvrages.

$8\text{m} < L < 25\text{ m}$: Ouvrages moyens.

$25 < L < 40\text{ m}$: Grands Ouvrages.

$L > 40\text{m}$: Ouvrages exceptionnels

▪ **Le matériau principal dont ils sont constitués :**

- Ponts en béton armé ou béton précontraint
- Pont en alliage d'aluminium
- Ponts en bois
- Ponts en fonte
- Ponts en acier
- Ponts en maçonnerie

I.3: Présentation de l'ouvrage

L'étude du plan de développement routier a montré, après avoir effectué une démarche systématique visant la connaissance des trafics, l'importance du réseau routier de la wilaya de Tizi-Ouzou et signale la nécessité de l'aménagement avec des capacités nettement supérieures à celles de l'actuel réseau routier.

Ce projet a pour objet de redistribuer l'existant trafic et d'éviter l'encombrement, en assurant un transit direct du trafic afin d'améliorer le niveau de service de la route et donner aux usagers les meilleures conditions de circulation (le confort, liberté de déplacement et le gain du temps de parcours).

Il est donc recommandé de réaliser un **élargissement de l'ouvrage existant**, qui relie la ville de **Tizi-Ouzou** et la ville de **Draa ben Khadda**, franchissant **OUED SEBT**. C'est un pont droit de longueur 76 m, débutant de PK 39+300 et une largeur de 10.50 m à trois travées identiques de 22 m de chaque.

I-3-1 : Les données

a) : Données fonctionnelles

- Le tracé en plan.
- Le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs.
- Le profil en long.
- Les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles.
- Les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable).
- La qualité architecturale.

➤ D'autres données peuvent être de nature très variée comme :

- Délais de construction.
- Coût relatif de la main d'œuvre et des matériaux.
- Disponibilité des granulats et du ciment.

➤ Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue :

❖ Données relatives à la voie portée qui sont :

Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

❖ Données relatives à l'obstacle franchi qui sont :

- Données relatives à la voie portée

- ✓ Tracé en plan

En plan, l'ouvrage est un pont droit constitué de 3 travées identiques de 22 m.

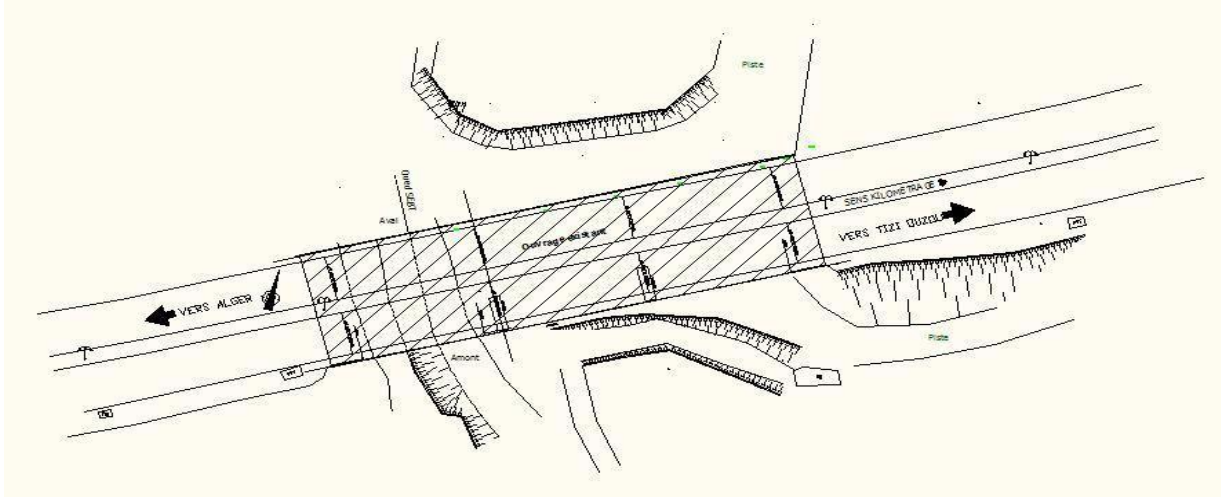


Figure I.9 : Tracé en plan de l'ouvrage.

- ✓ Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles, que l'on définit le profil en long, il présente trois travées identiques de 22 m, ce qui nous donne une longueur totale de 66 m, muni de culée remblayée ainsi que deux piles.

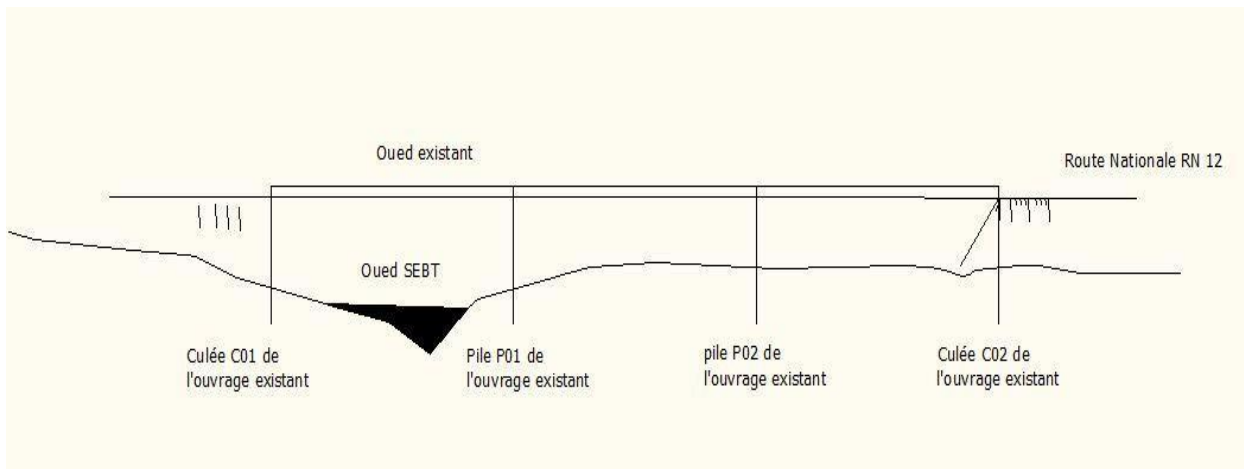


Figure I.10 : Profil en long de l'ouvrage.

➤ Profil en travers

L'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Le tablier est constitué de 3 voies de 3.5m chacune donc une largeur de tablier de 10.5m avec un dévers de 2.5%, et un trottoir de 1,5m. C'est un pont de 1^{ère} classe selon le fascicule 7,5

Dans notre étude du pont situé à Oued SEBT sur la route menant de Tizi Ouzou à Alger, nous avons constaté qu'il y a un chemin étroit qui provoque des embouteillages et des accidents de la circulation, l'entreprise donc élargi la route d'une augmentation de 10,5 mètres , pour éviter le survenance des problèmes souhaités.

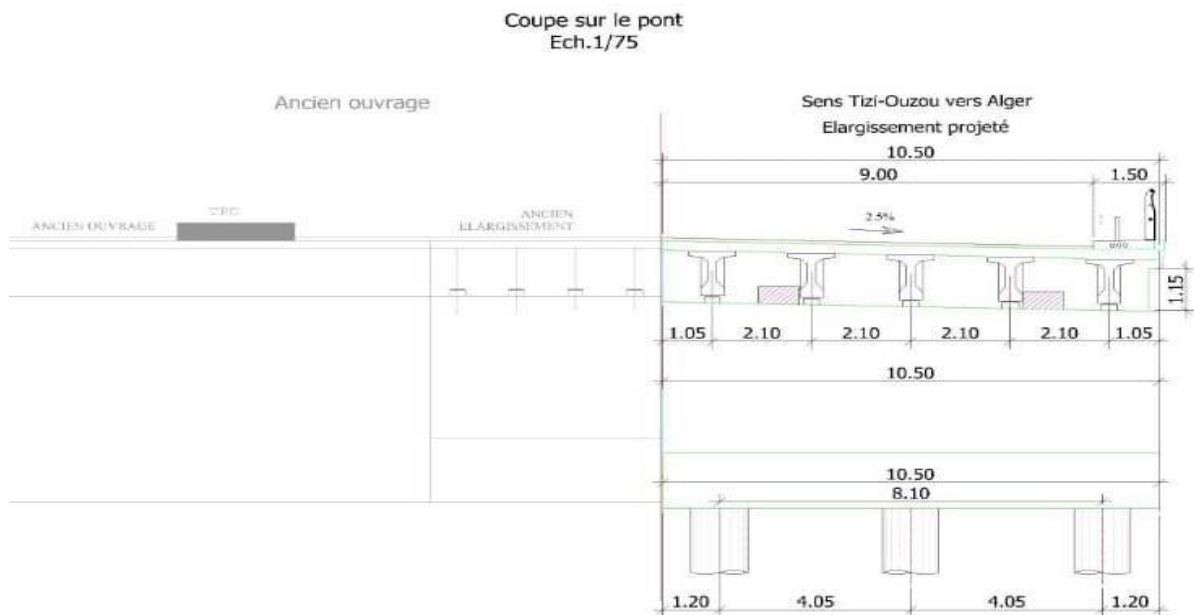


Figure I.11 : Profil en travers de l'ouvrage

b) Données relatives à l'obstacle franchi

Ce pont consiste à assurer la continuité entre les deux villes de Tizi-Ouzou et Draa ben Khadaa (DBK) franchissant Oued SEBT, dans ce cas il convient de respecter la crue centenaire qui se caractérise par une hauteur des plus hautes eaux « PHE = 2.5 m. », selon l'étude hydrologique de l'ancien pont.

c) Les données naturelles**➤ Les données topographiques**

La topographie c'est la science de mesurer et de représenter sur un plan, ou une carte des formes et détails visibles sur le terrain, qu'ils soient naturels ou artificiels. C'est-à-dire de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ...etc.

➤ Les données hydrauliques

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est nécessaire de connaître le régime fréquence et importance des crues, débit solide, ainsi charriage éventuelle de corps flottants susceptible de heurter les piles. Sans oublier le phénomène d'affouillement, qui fut par le passé, la cause la plus fréquente d'effondrement des ponts sur un cours d'eau.

➤ Exploitation géotechnique

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental afin de définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage (stabilité et de rigidité).

d) Données climatiques

- **Le vent** : D'après le RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes), les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- ✓ 2,00 KN/m² pour les ouvrages en service.
- ✓ 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

- **La température** : Les effets de variation de la température sont pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis. En moyenne, la wilaya de TIZI-OUZOU est connue par les données suivantes : 45°C la journée et 23°C la nuit en été. 10°C la journée et 0°C la nuit.

▪ **La neige** : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction), le site abritant notre ouvrage est tout prêt du littoral, donc pas de neige.

e) Données sismologiques :

▪ **Caractéristiques relatives à l'étude sismique**

La sismicité est définie à partir de la réglementation parasismique algérienne applicable au domaine des ouvrages d'arts (RPOA 2008). Cependant, Cette réglementation établit un zonage sismique des 5 zones du territoire algérien comme suit :

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

Notre projet se trouve entièrement dans la wilaya de Tizi ouzo, qui dans la zone IIa (activité sismiquemoyenne) comme Faible c'est indiqué dans la figure I .12 :

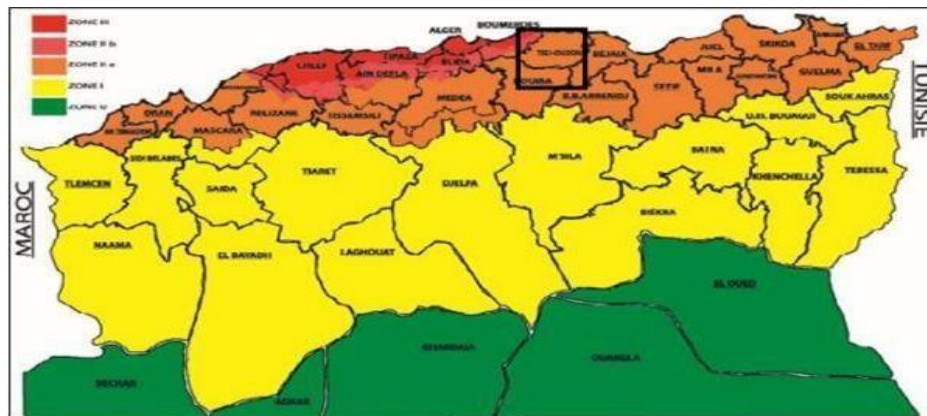


Figure I.12 : Les différentes zones sismiques en Algérie.

I.3.2 : Catégorie de l'ouvrage

- D'après le RPOA 2008, la catégorie d'importance des ponts neufs est comme le montre le tableau suivant (**tableau I.1**) :
- Selon RPOA 2008, le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont (**Tableau I.2**).

Tableau I.1 : Classification des ponts (RPOA 2008).

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

- Les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Tizi- Ouzou (**zone IIa**) et **groupe 1** (pont stratégique) sont 0,25 (**Tableau I.2**) :

Tableau I.2 : Coefficients d'accélération « A » selon la zone.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

I.3.3 : Choix de type de l'ouvrage

L'objectif est de déterminer, du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. Pour cela, il faut connaître cet ensemble de contraintes et conditions pour pouvoir envisager des solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur

On peut envisager la variante suivante :

a) Ponts à poutres

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé. Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression

permanente dite 'précontrainte'. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à 50 m.

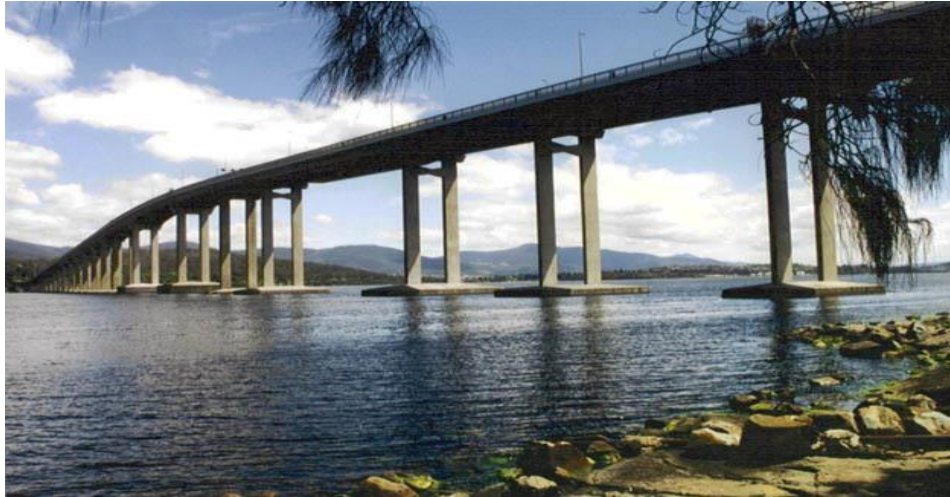


Figure I.13 : Pont a poutre

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- *Les ponts à poutres précontraintes par pré tension*
- *Les ponts à poutres précontraintes par post-tension*

b) Pont mixte

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier (Tablier) et en béton armé (Pilles et Culées).

Tableau I.3 : Analyse multicritères.

	Pont a poutre en béton précontrainte	Pont mixte
Economie	+	-
Entretien	+	-
Esthétique	+	+
Exécution	+	+

Avec : [(+) Favorable ; (-) Défavorable]

c) Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis, déjà réalisé.
- La nature du sol de fondation, (sable) TVO (tout vaut d'Oued SEBT).
- Le gabarit à respecter, tirons d'aire.
- La brèche de l'ouvrage, (la brèche d'Oued SEBT 75m).
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage. (Normal et l'accès d'ouvrage).

I.4 : 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 prétention, des torons à sept fils, chaque toron est mis en tension individuellement.

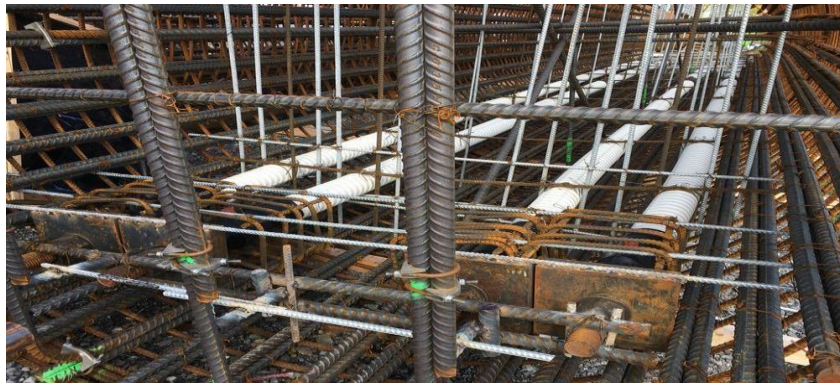


Figure I.14 : Représente la précontrainte par pré-tension

I.4.1 : Les étapes de réalisation de prés contrainte

- Mise en tension
- Coulage de béton
- Libration des câbles
- Poutre précontrainte

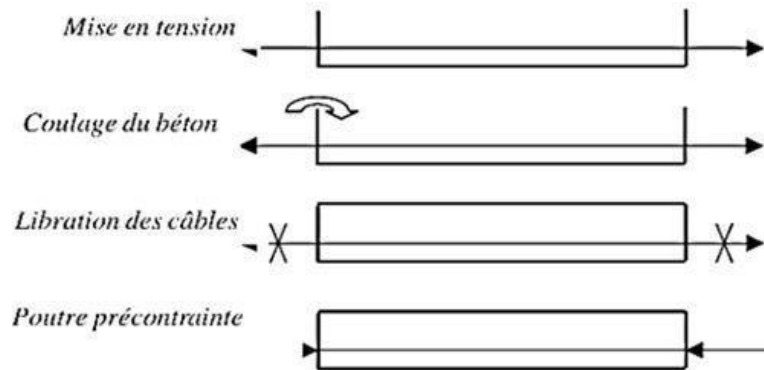
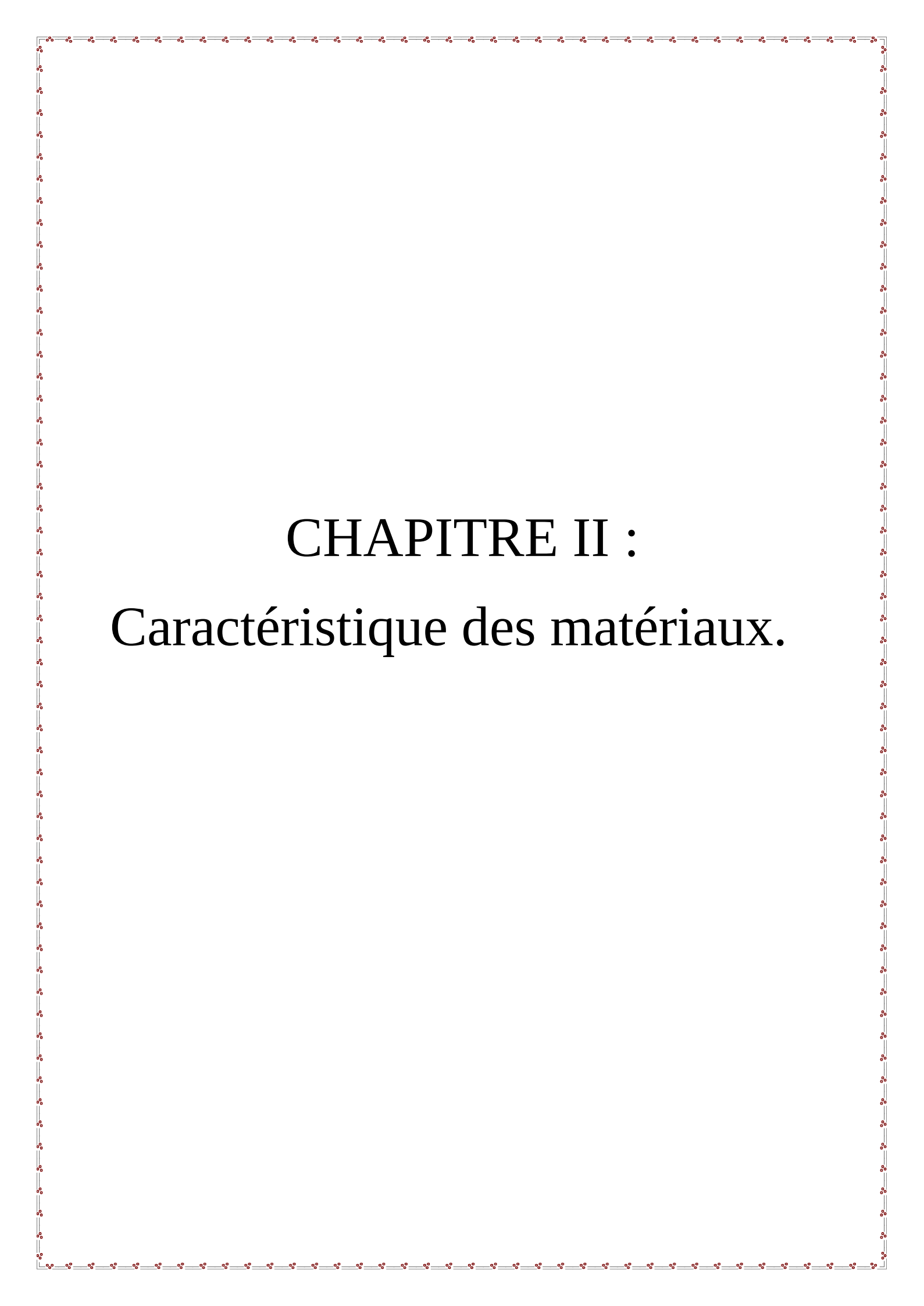


Figure I.15 : la méthode de réalisation de la précontrainte par pré-tension.

I.5 : Conclusion

Après l'analyse multicritère on opte pour la solution la plus avantageuse, qui est pont a poutre en **béton précontraint en prés -tension**.



CHAPITRE II :

Caractéristique des matériaux.

II.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

II.2 Béton

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants (SIKA). Il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics. La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre. Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup à celui de béton armé sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées. Le dosage du ciment pour le B.P est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³ et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (pour notre cas ...)

II.2.1 Résistance du béton

La valeur caractéristique du béton notée « f_{cj} » est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle permettant de vérifier qu'elle est atteinte :

Pour un béton âgé de J jours on a :

- **Pour la dalle :**

La résistance caractéristique du béton f_{cj} vaut :

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa} = f_{c28} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 25 \text{ Mpa au } 30 \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- **Pour les appuis :**

La résistance caractéristique du béton f_{cj} vaut :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 25 \text{ Mpa au } 30 \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée « f_{tj} » est conventionnellement définie par la relation suivante (Pour un béton âgé de J jours) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

$$f_{t28} = \begin{cases} 2,7 \text{ Mpa} & \text{Pour la dalle} \\ 2,22 \text{ Mpa} & \text{Pour les appuis} \end{cases}$$

II.2.2 Contraintes admissibles

On fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

- Contrainte ultime de compression du béton :

La contrainte ultime de compression vaut :

$$f_{bu} = \begin{cases} 1 & \text{Si l'action accéder sera applicable } > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{Si l'action être 1h et 24h} \\ 0.85 & \text{Si l'action } < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 1.15 & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

- Contraint limite de service du béton :

La contrainte limite de service vaut :

II.2.3 Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton ' E_{ij} ' défini par les règles B.P.E.L 99 comme suit :

• Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24 heures) :

Le module de déformation instantané du béton est donné par l'équation suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa}$$

$$E_i = \begin{cases} 36000 \text{ MPa} & \text{pour poutres et dalle} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

• Module de déformation différée du béton (longue durée).

Le module de déformation différée du béton est donné par l'équation suivante :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa}$$

$$E_{ij} = \begin{cases} 12000 \text{ MPa} & \text{pour poutres et dalle} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson vaut :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

II.2.4 Qualités attendues d'un béton pour un ouvrage

Les qualités du béton pour un ouvrage donné sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différé la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

II.3 L'acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

II.3.1 Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures). Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE500** type 1 avec une limite d'élasticité $f_e = 500$ Mpa, la contrainte de rupture $f_r = 434$ Mpa.

Le module d'élasticité $E_s = 200 \text{ KN/mm}^2$.

➤ **La limite élastique :**

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

➤ **Contrainte limite de traction :**

Tableau II.1: La contrainte limite de traction vaut :

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation
Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ où $\eta = 1$ pour RL et $\eta = 1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$

➤ **Diagramme contrainte - déformation :**

Le diagramme contrainte-déformation est donné par la figure 2.1 :

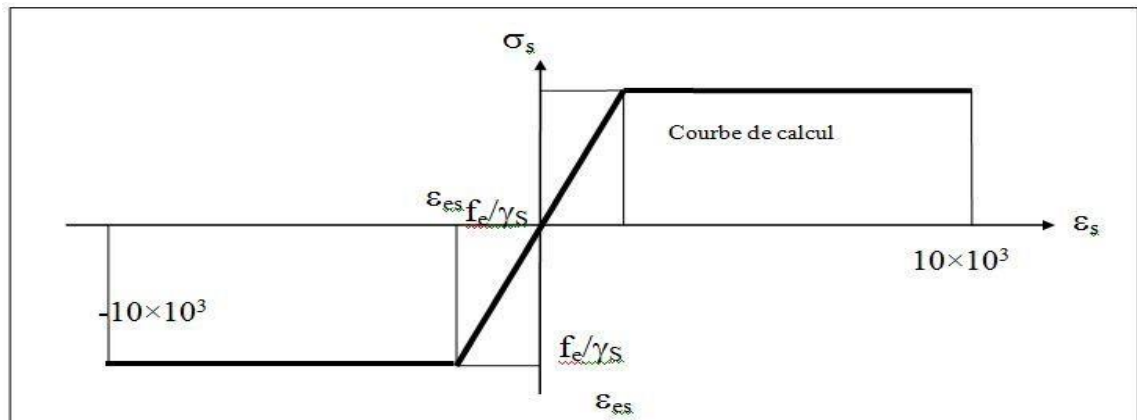


Figure II.1 : Diagramme contraintes déformations

➤ **Module d'élasticité longitudinale des aciers :**

Les aciers utilisés sont les aciers courant à haute adhérence de classe FeE400 type 1

$$f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa.}$$

II.3.2 : Acier actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou posttension.

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

- Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.

➤ **La limite élastique :**

Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89 % de la résistance garantie à la rupture.

➤ **Contrainte limite de traction :**

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e , 110(\eta f_{tj})^{1/2})$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e , 90(\eta f_{tj})^{1/2})$

Avec : $\eta = 1 \rightarrow$ treillis soudés et ronds lisses

$\eta = 1.6 \rightarrow$ aciers a haute adhérence

➤ **Module d'élasticité de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinal E_s est de : $E_s = 2.10^5$ MPa.

➤ **Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinal 'Ep' des aciers de précontraintes est pris égal à :

- 200 000 MPa $\rightarrow$ pour les barres et les fils.
- 190 000 MPa $\rightarrow$ pour les torons.

➤ **Diagramme contrainte - déformation de l'acier :**

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier est donné par la figure 2.2 :

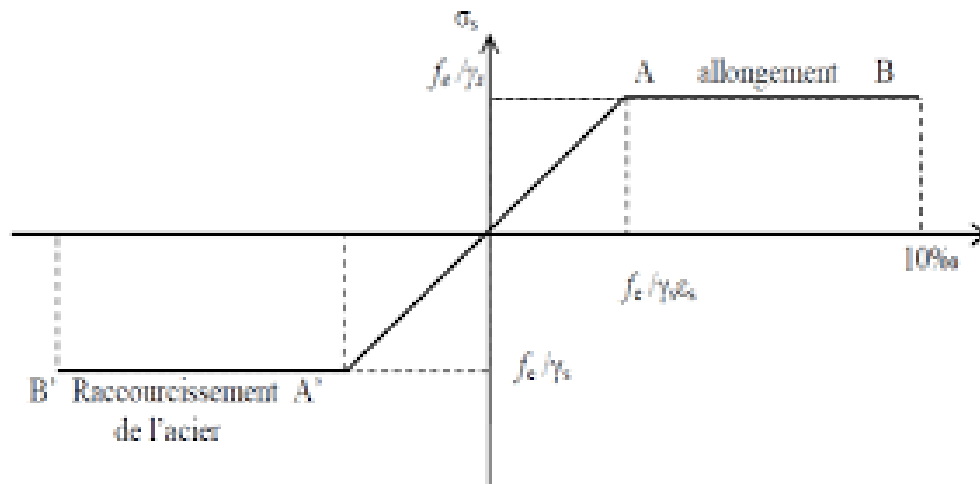


Figure II.2: Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Les câbles utilisés sont des **12T15** Très Basse Relaxation (TBR)

Section des câbles : $A_p = 1800 \text{ mm}^2$

Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 180000 \text{ t/m}^2$

Contrainte élastique garantie : $F_{peg} = 150000 \text{ t/m}^2$

Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 2.10^5 \text{ Mpa}$

Diamètre de la gaine : $\Phi = 8 \text{ cm}$

Coefficient de frottement par unité de longueur : $\phi = 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire : $f = 0,16 \text{ rd}^{-1}$

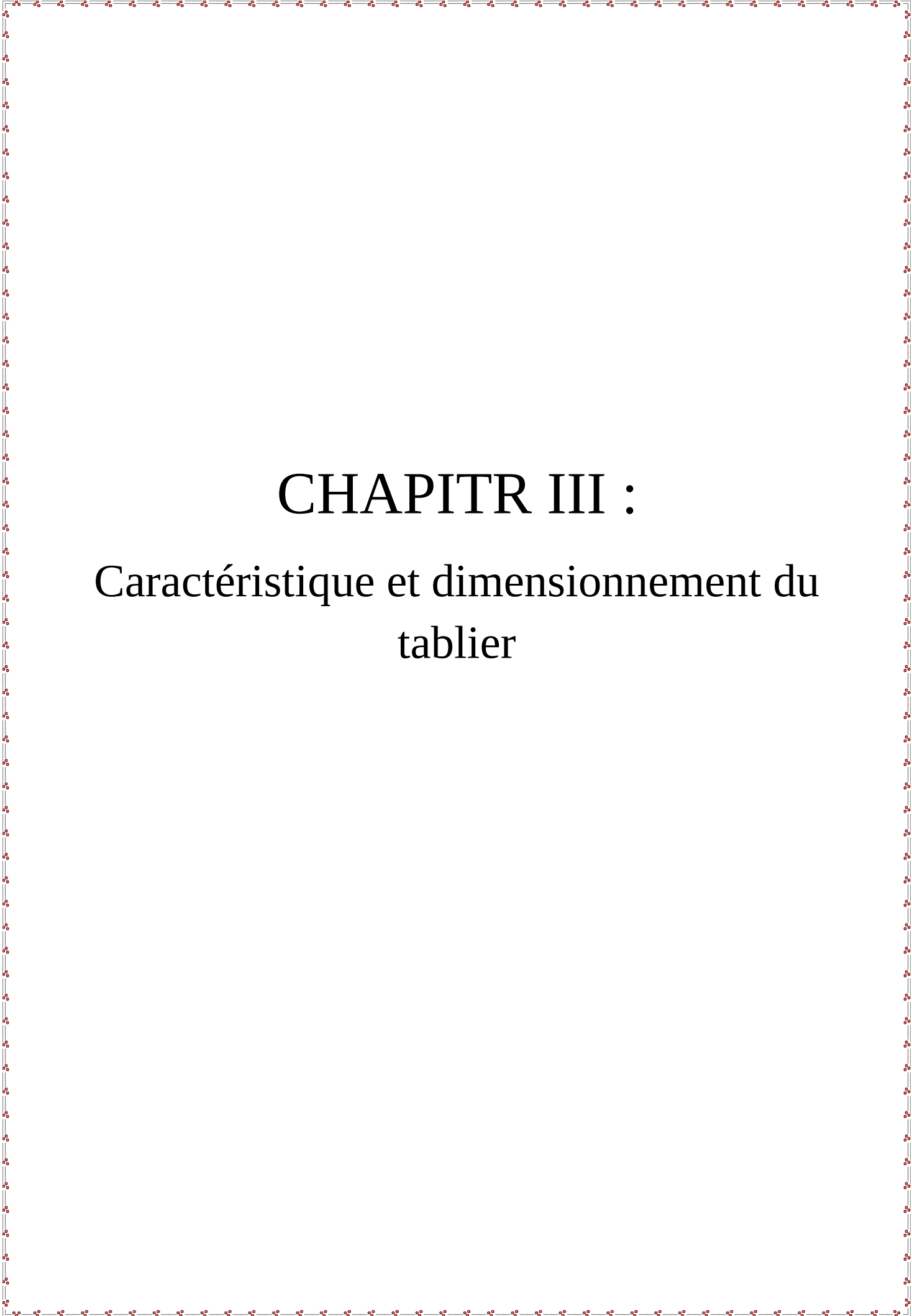
Relaxation à 1000 h ($r_{1000} = 3.2 \%$)

Coefficient de scellement $d \approx 1,3 \%$

Coefficient de fissuration 1,4 %

II .4 : Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes focalisés sur les différents matériaux (le béton, le béton précontraint, les armatures passives « aciers hautes adhérence », armatures actives « Torons », utilisés pour effectuer l'étude et la réalisation de notre ouvrage. Ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristiques mécaniques requises telles que : la résistance à la compression, la résistance de traction...etc.



CHAPITR III :

Caractéristique et dimensionnement du tablier

III.1 Introduction

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 20 et 50 m en précontraint par prétention. Dans ce chapitre nous allons dimensionner les éléments du tablier et ces accessoires (trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps).

III.2 Dimensionnement des éléments du tablier :

III.2.1 Les poutres

a) Définition des poutres

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième ; ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de support un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

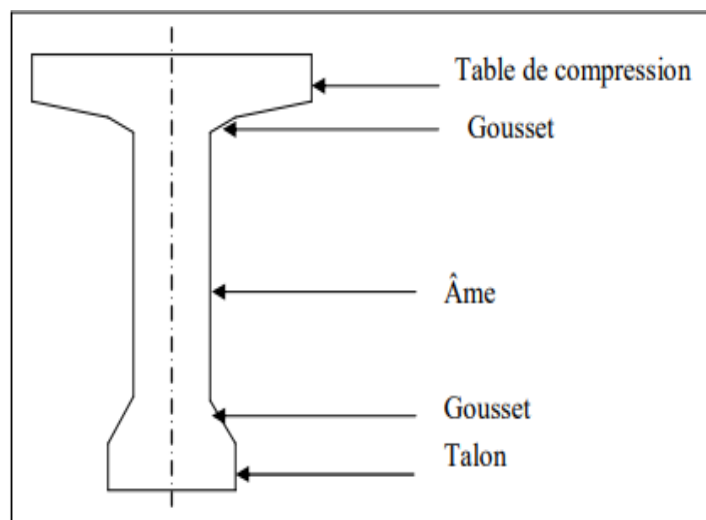


Figure III.1 : Eléments d'une poutre

b) Pré dimensionnement de la poutre :

➤ L'espacement entre axes des poutres (λ) :

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées ; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement supérieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir entre 2,5m jusqu'à 3 et 4 d'espacement entre axes des poutres ; donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 2.5\text{m}$.

➤ **Nombre de poutres (N) :**

Le nombre de poutres est déterminé par : $N = (L_a / \lambda) + 1$

L_a : est la distance entre appuis de rive $\Rightarrow L_a = 10.5\text{m}$

L'espace $\lambda = 2.1\text{ m}$

$$N = (10.5/2.1) = 5$$

Donc le nombre de poutres $\Rightarrow N = 5$ poutres.

➤ **Hauteur des poutres :**

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent ; dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontraint, et même des sections de béton. C'est pourquoi, on ne considère généralement que l'élancement optimal L/h , égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres.

$$(L / 22) \leq h_t \leq (L / 18)$$

$$\text{Donc on a : } L = 22\text{m} \Rightarrow h_t = 1,1\text{m}$$

(Pour des raisons de coffrage, on prend des poutres de 1,1m de hauteur)

➤ **Largeur du talon (L_t) :**

Les dimensions du talon sont commandées à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontraints. La largeur du talon varie entre 50 et 80cm ($40 \leq L_t \leq 70\text{cm}$).

Pour la valeur (L_t) on prend : $\Rightarrow L_t = 0,50\text{m}$.

➤ **Epaisseur du talon e_t :**

On prend : $e_t = 0,18\text{ m}$ $10\text{cm} < e_t < 20\text{ cm}$

➤ **Largeur de la table de compression (b) :**

La largeur de la table de compression est calculée par la formule suivante :

$$0,6 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Rightarrow 0,6 \times 1,1 = 0,66 \leq b \leq 0,7 \times 1,1 = 0,77$$

Donc : $0,7\text{m} \leq b \leq 0,8\text{m}$

On prend : $b = 0,8\text{m}$.

➤ **Épaisseur de la table de compression (e) :**

La table de compression reprend les forces de compressions, son épaisseur est calculée par la formule : $b > 0,6 h_p$

On prend : $e = 12\text{cm} = 0,12\text{m}$

➤ **Épaisseur de l'âme en travée (b_0) :**

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par les prescriptions réglementaires, l'épaisseur b_0 peut être calculé par :

$$b_0 > h_t / 40 + 0,09 \Rightarrow b_0 > 1,1 / 40 + 0,09 > 0,12\text{m}$$

On fixe : $18 < b_0 < 25 \rightarrow$ **section médiane**
 $25 < B_0 < 35$

➤ **Épaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) :**

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi, pour permettre bien l'emplacement des ancrages des câbles de précontraints ;

$$\text{Donc} \rightarrow 25\text{cm} \leq b_0 \leq 35\text{cm}$$

On fixe : $b_0 = 0,32\text{m} \rightarrow$ **section d'about.**

➤ **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

✓ **Gousset du talon :**

- En travée : $\alpha = 55^\circ \rightarrow e_0 = 0,23\text{m}$
- A l'appui : $\alpha = 55^\circ \rightarrow e_0 = 0,14\text{m}$.

✓ **Gousset de la table de compression :**

- En travée : $\alpha_1 = 11^\circ \rightarrow e_1 = 0,06\text{m}$.
 $\alpha_2 = 45^\circ \rightarrow e_2 = 0,10\text{m}$.
- A l'appui : $\alpha_1 = 11^\circ \rightarrow e_1 = 0,068\text{m}$

III.2.2 L'hourdis :

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres. Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

a) Pré dimensionnement de la dalle :

➤ Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à l'élancement des poutres.

Donc : $L_d = 22.00\text{m}$.

➤ Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Pour notre cas la voie roulable est de 7m et pour le trottoir une largeur de 1,5m

Donc : $l_d = 10.5\text{ m}$

➤ Epaisseur de la dalle :

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale ; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m

Pour notre cas on va prévoir une épaisseur de 0,25m.

Donc : $18 < e_p < 20$

III.2.3 : Les équipements du tablier

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, il faut constater que leur présence n'est pas son incidence sur l'aspect (c'est le cas de corniches et des dispositifs de retenue), mais pour la sécurité (dispositifs de retenue), et la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissements joints de chaussée...).

▪ Disposition de retenue :

C'est des dispositifs susceptibles d'être utilisés pour réduire ou annuler les conséquences qui pourraient être graves lorsqu'un usager quitte accidentellement la zone qui lui est réservée.

Leur présence n'est pas son incidence sur l'aspect de l'ouvrage, elles contribuent à modifier la face vue du tablier, donc leur choix et leur implantation doivent répondre aux critères de sécurité, d'esthétique, et être compatibles avec la destination de l'ouvrage (pont, passerelles...).

On distingue trois classes :

- Les garde-corps.
- Les glissières.
- Les barrières.

❖ **Garde-corps :**

Les garde-corps courants ne retiennent guère que les corps humains, un garde-corps renforcé paraît difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des voitures légères dans des conditions relativement favorables.

Ils sont classés en trois catégories :

- *Les garde-corps de type S* : qui équipent les ouvrages sur lesquels la circulation piétonnière est normalement admise.
- *Les garde-corps de type 1* : réservés où il existe des passagers des services mais sur lesquels la circulation piétonnière n'est pas admise.
- *Les garde-corps de type U* : qui en fait ne sont pas normalisés, et donc la conception reste souvent sur l'initiative des architectes.

Pour notre pont on va employer des gardes corps standardisés en Algérie

❖ **Glissière de sécurité :**

C'est un organe destiné à diminuer les conséquences d'un accident de la route en freinant un véhicule qui la heurte. Il est conçu pour les véhicules légers.

Ils sont classés en trois catégories :

- * *Glissière rigide*
- * *Glissière Souple.*
- * *Glissière Elastique.*

❖ **Les barrières de sécurité :**

Sont considérées comme dispositifs de retenu à retenir les véhicules d'un poids en ordre de marche supérieur ou égal à 3,5t.

Pour notre tablier on choisit un seul dispositif de sécurité :

Garde-corps de type H4 : poids propre = 0,15 t/ml.

❖ Trottoirs :

Puisque notre ouvrage est en rase campagne où la circulation piétonnière est admise, on a opté à un garde-corps de type H4 en acier qui est couramment utilisé.

Le rôle d'un trottoir est de protéger les piétons en les isolant de la circulation automobile généralement par surélévation de 10 à 20cm par rapport à la chaussée, et la largeur du trottoir doit être suffisante pour assurer la circulation des piétons. Les trottoirs présentent pour l'écoulement des eaux une pente transversale vers la chaussée de 2.5% selon la pente longitudinale de l'ouvrage.

Pour notre ouvrage nous avons envisagé une pente transversale de 2,5%.

a) Les formes des trottoirs :

Il existe plusieurs formes de trottoirs, on cite :

- Les trottoirs en béton maigre
- Trottoirs par décrochement de la dalle de couverture
- Trottoir sur caniveau.

Pour notre ouvrage on envisage le premier type de trottoirs, trottoirs en béton maigre car ce sont les trottoirs les plus courants, facile à réaliser, le béton est coulé sur des gaines en pvc, pour permettre le passage des câbles d'électricité et PTT, dans des gaines.

❖ Corniche :

Elles ont un rôle essentiellement esthétique, situées à la partie haute du tablier ou bord latéral extérieur d'un ouvrage, permettant d'améliorer l'esthétique des ouvrages, et ce-ci de plusieurs manières :

- Par des effets de forme et de proportion.
- En éloignant l'eau des parements verticaux.
- En rattrapant les irrégularités éventuelles de la structure porteuse car son exécution est faite dans des meilleures conditions : soins, délais... etc.

La corniche joue également d'autre fonction indépendante de l'esthétique : scellement de garde-corps, support du relevé d'étanchéité, butée du trottoir, ces fonctions seront appelées fonction habituelle.

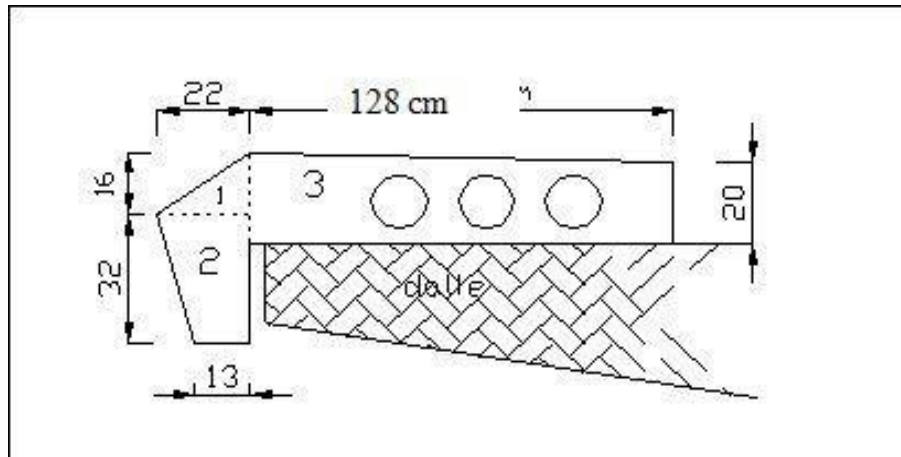


Figure III.2 : Coupe transversale du trottoir avec corniche

III.3 : Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

III.3.1 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre d'about :

- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre d'about seul :

Les caractéristiques géométriques de la poutre seul (sans hourdi) sont présentées sur la figure III.4 :

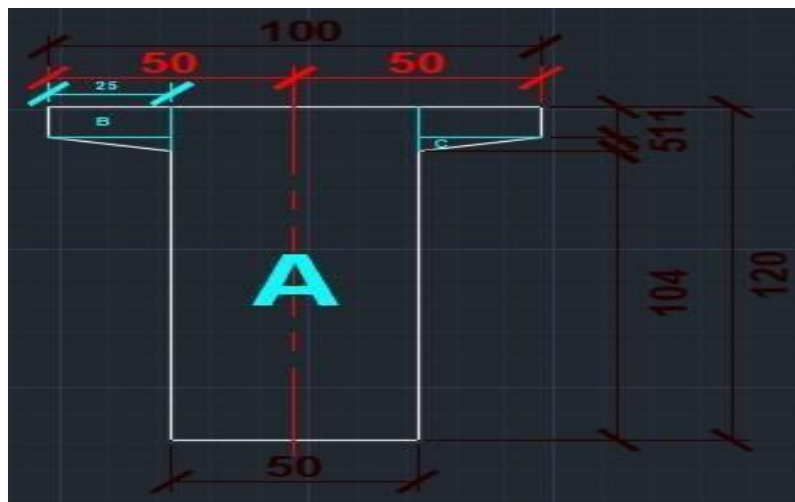


Figure III.3 : Section de la poutre d'about seule.

Le calcul des caractéristiques géométriques de la poutre d'about seul sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre d'about seule.

Désignations	Dimensions				Caractéristiques		
	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ²
A	50	120	6000	60	360000	7200000	28800000
B*2	25	11	550	114.5	62975	2772.91	7213410.41
C*2	25	5	125	107.33	13416.25	86.80555	1440052.918
B brute			6675				
B nette			6341.25				
S/Δ brute					436391.25		
S/Δ nette					414571.6875		
I/Δ brute							37453463.33
I/Δ nette							33708117

$$V' = S/\Delta/B = S/\Delta \text{ nette} / B \text{ nette} = 65.37 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 65.37 = 54.62 \text{ cm}$$

$$I_G = I / \Delta (\text{nette}) - S/\Delta (\text{nette}) * V' = 6604677.756 \text{ cm}^2$$

▪ **Le rendement géométrique:**

$$\rho = I_G / (V * V' * B \text{ nette}) = 0.29165 \Rightarrow \rho = 29\% \rightarrow \text{donc correspond à une section normal}$$

Tableau.III.2 : Les résultats de poutre d'about seul

Fibre supérieur V (cm)	Fibre inférieur v' (cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géométrique ρ%
54.62	65.37	6604677.75	29

Avec :

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ

S/Δ : Moment statique

V = S/Δ / B : distance du centre de gravité de la fibre inférieure

I₀ : Moment d'inertie propre de la section considérée.

→ Pour une section triangulaire $\Rightarrow I_0 = bh^3/36$

→ Pour une section rectangulaire $\Rightarrow I_0 = bh^3/12$

I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

$$I_g = \sum (I_{oi} + B_i(y_i - y_g)^2)$$

A_i : aire de la section (i)

Y_i : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe.

La position du centre de gravite (c.d.g.) de la poutre est donnée par

$$y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

B : c'est la section de la poutre

- ✓ $B_{(nette)} = B_{(brute)} - 5\% B_{(brute)}$
- ✓ $S/\Delta_{(nette)} = S/\Delta_{(brute)} - 5\% S/\Delta_{(brute)}$
- ✓ $I/\Delta_{(nette)} = I/\Delta_{(brute)} - 10\% I/\Delta_{(brute)}$

- **Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis :**

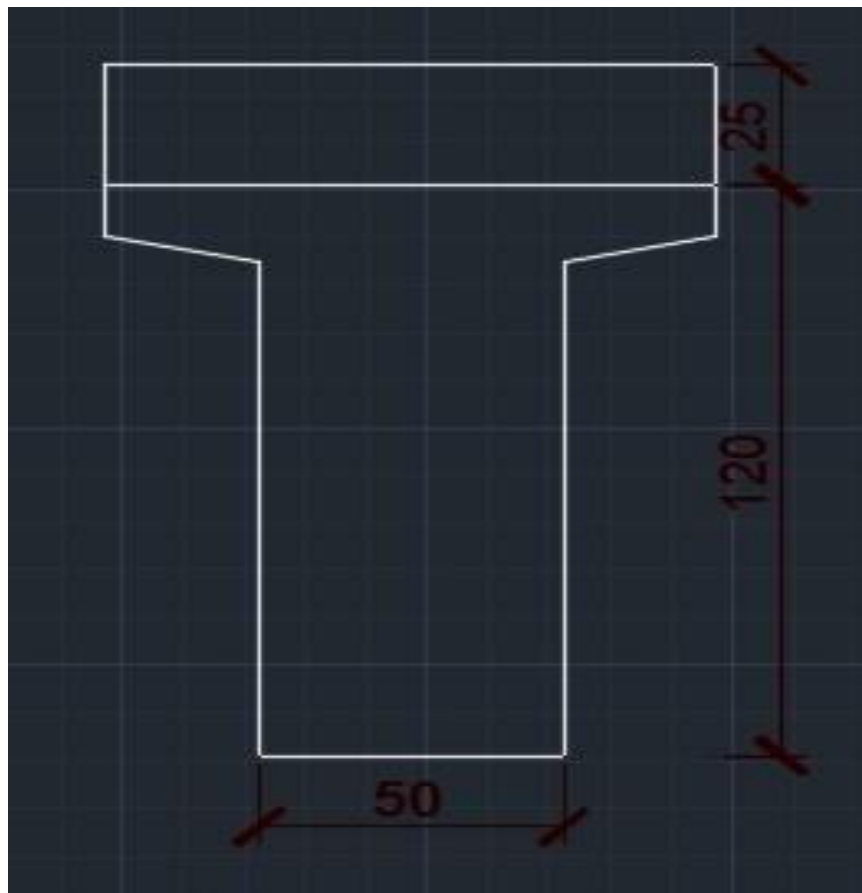


Figure III.4 : Poutre d'about avec hourdis.

Tableau III .3 : Caractéristique géométrique de la poutre d'about avec hourdi :

Désignations Dimensions			Caractéristiques				
	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ²
Poutre			6341.25		398195.62		33708117
Dalle	100	25	2500	132.5	331250	130208.33	44020833.33
B brute			8841.25				
B nette			8399.1875				
S/Δ brute					729445.62		
S/Δ nette					692973.339		
I/Δ brute							77728950.33
I/Δ nette							69956055.3

$$V' = S/\Delta/B = S/\Delta \text{ nette} / B \text{ nette} = 82.50 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 82.50 = 62.49 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta (\text{nette}) * V' = 12782424.1 \text{ cm}^2$$

▪ **Le rendement géométrique :**

$$\rho = I_G / (V * V' * B \text{ nette}) = 0.29515$$

⇒ **ρ= 29% → donc correspond à une section normal**

Tableau III.4 : Les résultats de poutre d'about avec hourdis

Fibre supérieure V(cm)	Fibre intérieure V'(cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géo ρ%
62.49	82.50	12782424.1	29 %

III.3.2 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire :

- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire seul :

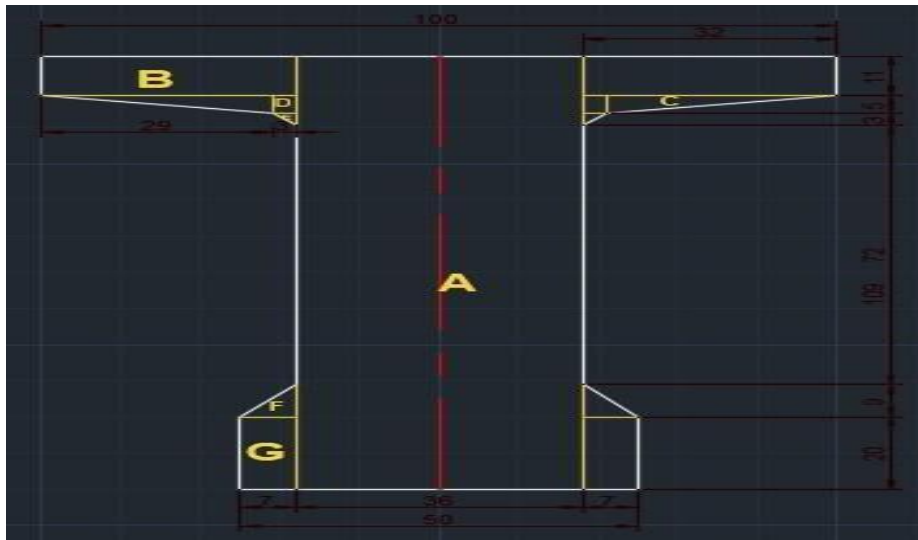


Figure III.5 : Section de la poutre intermédiaire seule.

Tableau III .5 : Caractéristique géométrique de la poutre intermédiaire seul.

Désignations	Dimensions		Caractéristiques				
	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ²
A	36	120	4320	60	259200	5184000	20736000
B*2	32	11	704	114.5	80608	3549.3333	9233165.3
C*2	29	5	145	107.33	15562.85	100.69	1670461.38
D*2	3	5	30	106.5	3195	31.25	340298.75
E*2	3	3	9	103	927	2.25	95483.25
F*2	7	9	63	24.5	1543.5	141.75	37957.5
G*2	7	20	280	10	2800	4666.666	32666.666
B brute			5551				
B nette			5273.45				
S/Δ brute					363836.35		
S/Δ nette					345644.5325		
I/Δ brute							32146032.8
I/Δ nette							28931429.6

$$V' = S/\Delta/B = S/\Delta \text{ nette}/ B \text{ nette} = 65.54$$

$$V = h - V' = 120 - 65.54 = 54.45 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta * V' = 6276406.36 \text{ cm}^2$$

▪ **Le rendement géométrique :**

$$\rho = I_G / (V * V' * B \text{ nette}) = 0.3334 \Rightarrow \rho = 33\% \rightarrow \text{donc correspond à une section normal}$$

Tableau.III .6 :Les résultats de poutre inter médiane sans hourdis

Fibre supérieure V(cm)	Fibre inférieure V'(cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géo $\rho\%$
54.46	65.54	6276406.36	33

- **Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis :**

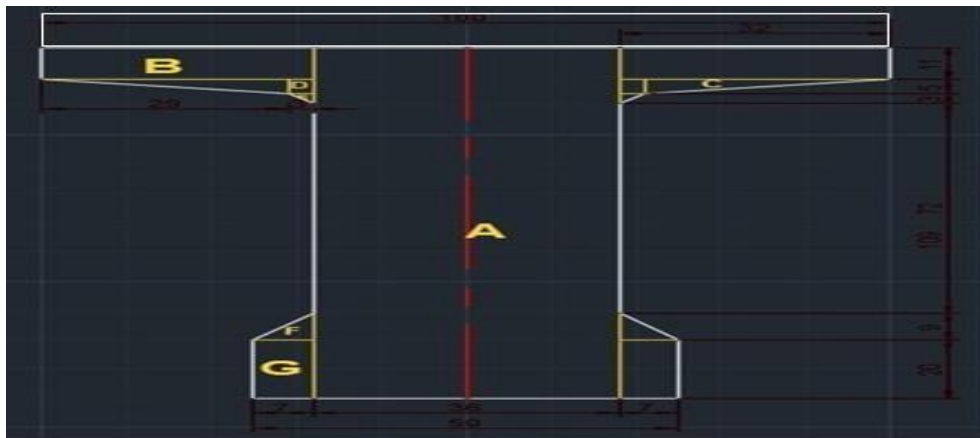


Figure IV.6 : Poutre intermédiaire avec hourdis

Tableau III.7 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis

Désignations	Dimensions				Caractéristiques		
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/ Δ =B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/ Δ =I ₀ +B×Z ²
Poutre			5044		320534.85		28931429.6
Dalle	100	25	2500	132.5	331250	130208.33	44020833.33
B brute			7544				
B nette			7166.8				
S/ Δ brute					651784.85		
S/ Δ nette					619195.6075		
I/ Δ brute							72952262.93
I/ Δ nette							65657036.64

$$V' = S/\Delta/B = S/\Delta \text{ nette}/ B \text{ nette} = 86.40 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 86.40 = 58.60 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta * V' = 12159911 \text{ cm}$$

▪ **Le rendement géométrique :**

$$\rho = I_G / (V * V' * B \text{ nette}) = 0.3351$$

Donc $\Rightarrow \rho = 33\% \rightarrow$ donc correspond à une section normale.

Tableau III.8 : Les résultats de poutre intermédiaire avec hourdis

Fibre supérieure V(c m)	Fibre intérieure V'(cm)	Centre de gravité(cm)	Rendement géo $\rho\%$
58.60	86.40	12159911	33

III.3.3 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre médiane :

- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre médiane seule :

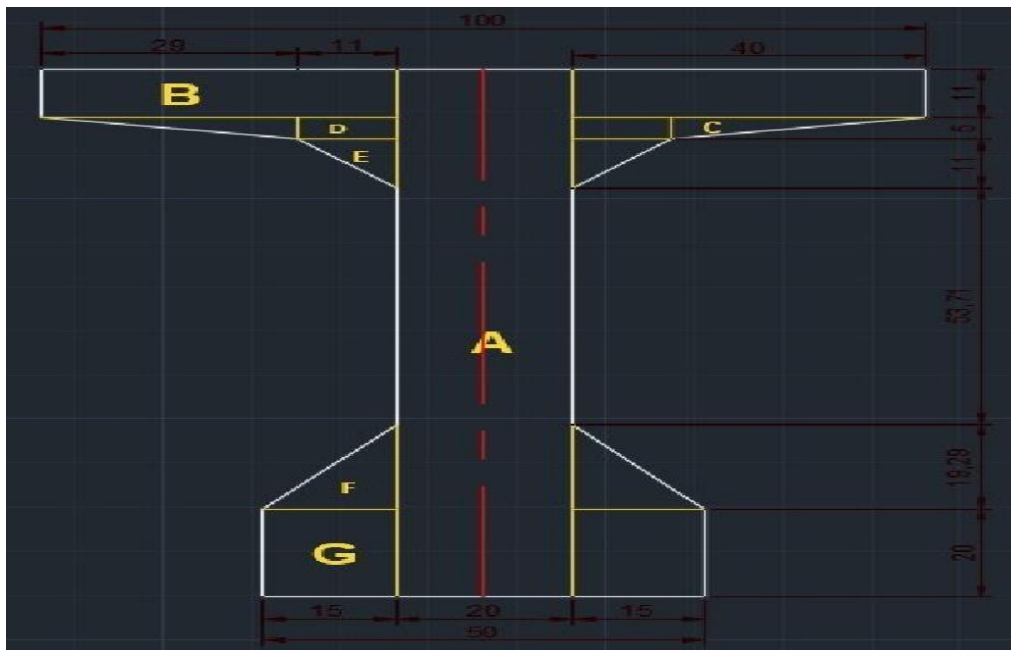


Figure IV.7: Section de la poutre médiane seule.

Tableau VI.9: Caractéristiques géométriques de la poutre médiane seule.

Désignations		Dimensions			Caractéristiques		
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ²
A	20	120	2400	60	144000	2880000	11520000
B*2	40	11	880	114.5	100760	4436.66	11541456.7
C*2	29	5	145	107.33	15587.5	100.69	1670461.38
D*2	11	5	110	106.5	11715	114.58	1247762.08
E*2	11	11	121	100.33	12140.33	406.69	1218405.87
F*2	15	19.29	289.35	26.43	7647.52	2990.79	205114.757
G*2	15	20	600	10	6000	10000	70000
B brute			4545.35				
B nette			4318.0825				
S/Δ brute					297850.35		
S/Δ nette					282957.833		
I/Δ brute							27473200.7
I/Δ nette							24725880.7

$$V' = S/\Delta/B = S/\Delta \text{ nette}/ B \text{ nette} = 65.52 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 65.52 = 54.47 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta * V = 6184054.49 \text{ cm}^2$$

$$\rho = I_G / (V * V' * B \text{ nette}) = 0.4122 \Rightarrow \rho = 41\% \rightarrow \text{donc correspond à une section normal.}$$

Tableau III.10: Les résultats de poutre médiane seule

Fibre supérieure V(cm)	Fibre intérieure V'(cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géoρ%
54.47	65.52	6184054.49	41

- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdi :

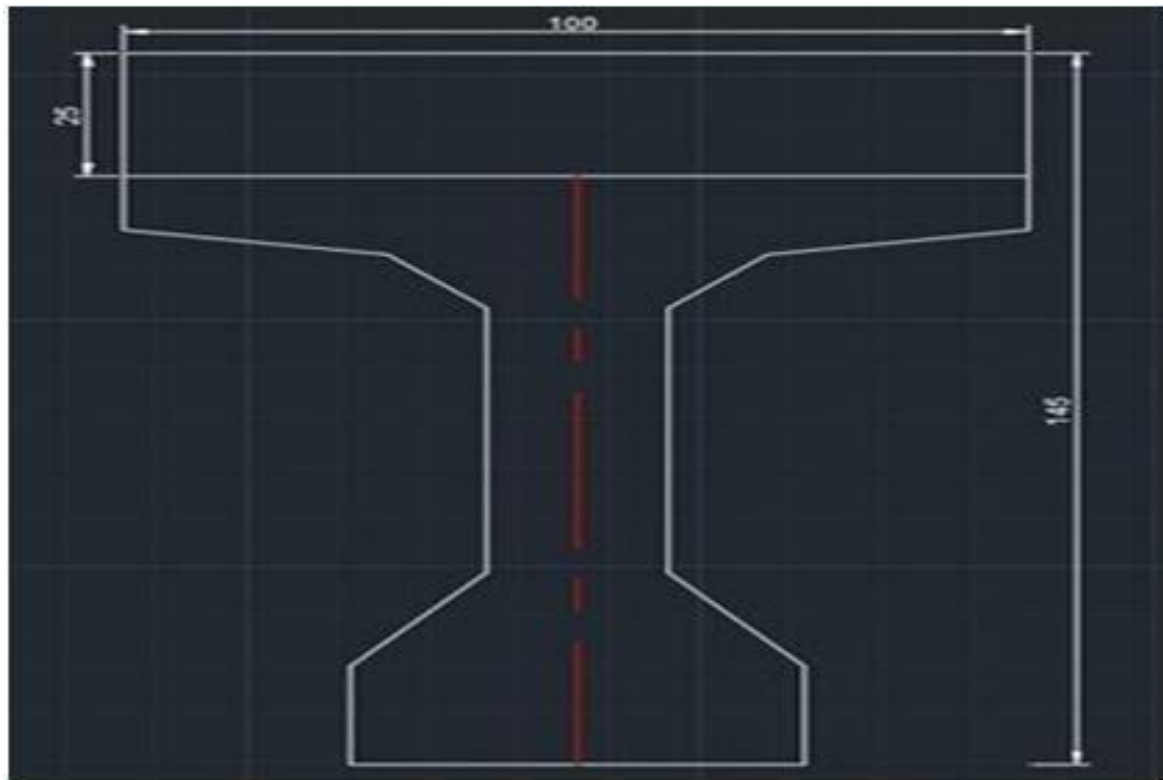


Figure IV.8: Section de la poutre médiane avec hourdis.

Tableau VI.11 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis.

Désignations	Dimensions				Caractéristiques		
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B×Z ²
Poutre			3750.35		238588.2		24725881
Dalle	100	25	2500	132.5	331250	130208.33	44020833.33
B brute			6250.35				
B nette			5937.8325				
S/Δ brute					569838.2		
S/Δ nette					541346.29		
I/Δ brute							68746714.33
I/Δ nette							61872042.9

$$V' = S/\Delta/B = S/\Delta \text{ nette}/ B \text{ nette} = 91.17 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 91.17 = 53.83 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta * V' = 12518039.4 \text{ cm}^4$$

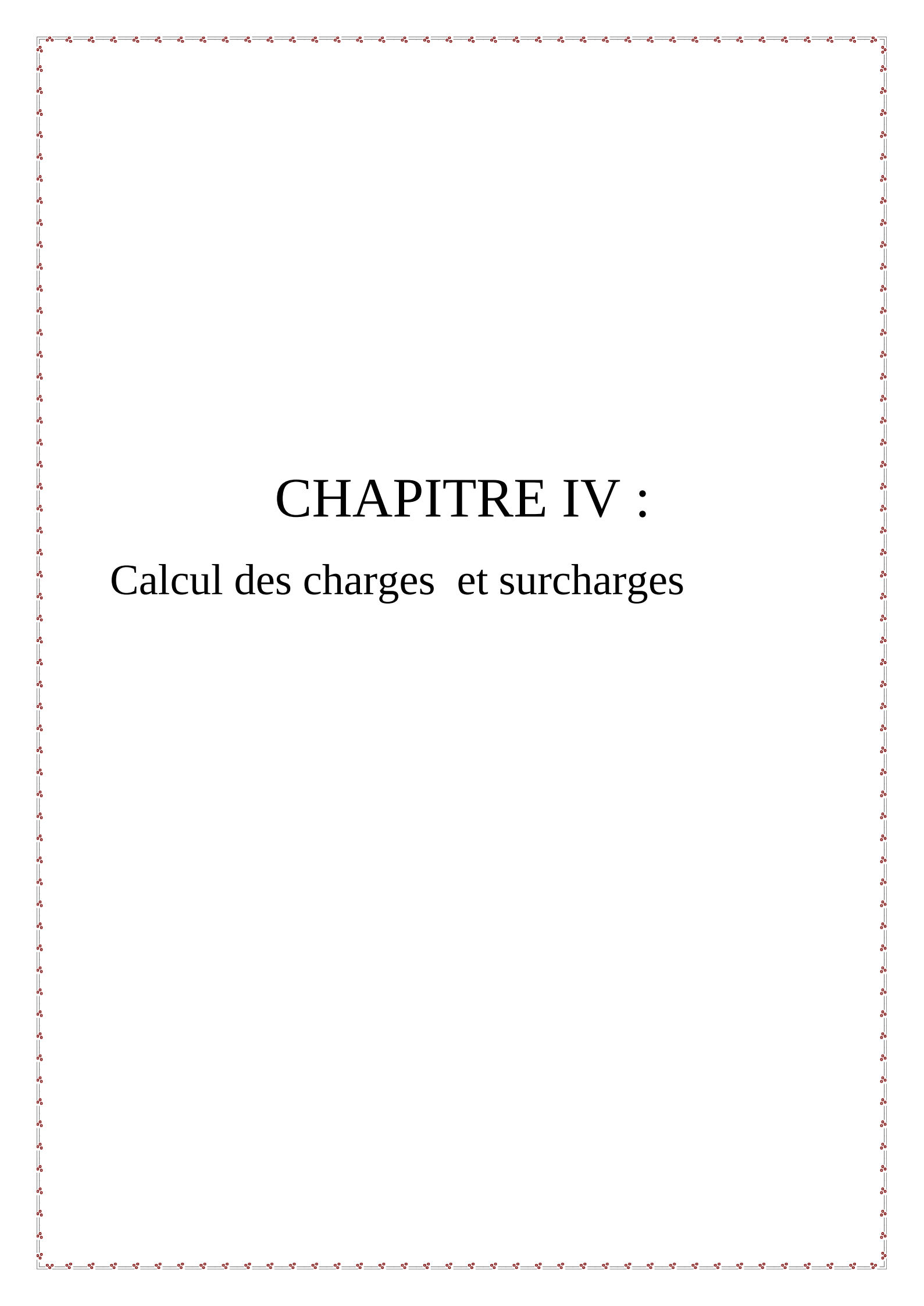
$$\rho = I_G / (V * V' * B \text{ nette}) = 0.43 \Rightarrow \rho = 43\% \rightarrow \text{donc correspond à une section normal.}$$

Tableau III.12 : Les résultats de poutre médiane avec hourdi

Fibre supérieure V' (cm)	Fibre intérieure V(cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géo ρ %
53.82	91.17	12518039.4	43

III.4 : Conclusion :

Ainsi, on a dimensionné tous les éléments du tablier et ces accessoires (trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps). D'après tous les calculs des sections des poutres, nous avons trouvé que la section la plus dangereuse est la section (**Médiane**) seul avec un rendement de $\rho=40\%$ et section avec hourdis $\rho=43\%$.



CHAPITRE IV :

Calcul des charges et surcharges

IV.1 Introduction

Le chapitre suivant portera sur la détermination des différentes charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage. Les actions appliquées sur un pont se classent en deux catégories principales :

- Actions hors trafic qui peuvent être soit permanentes, poids propre des éléments porteurs (poutre, poutre-dalle, caisson ...etc.) ou non porteurs de type trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps ...etc., ou bien variables de type charges climatiques (vent et température) en plus de l'action sismique.
- Actions dues au trafic qui consistent dans des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et les convois exceptionnels); ainsi que les actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

IV. 2 Calcul des charges et surcharges :

Dans ce chapitre nous allons calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, car il a une fonction porteuse ; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être :

- Permanentes
- Exploitation

IV.2.1 Les charges permanentes :

Ces charges sont appelées CP ; et concernent :

➤ Poids propre de la poutre :

La poutre étant à section variable ; son poids se compose de :

$$P_T = 2 \cdot (P_1 + P_2 + P_3)$$

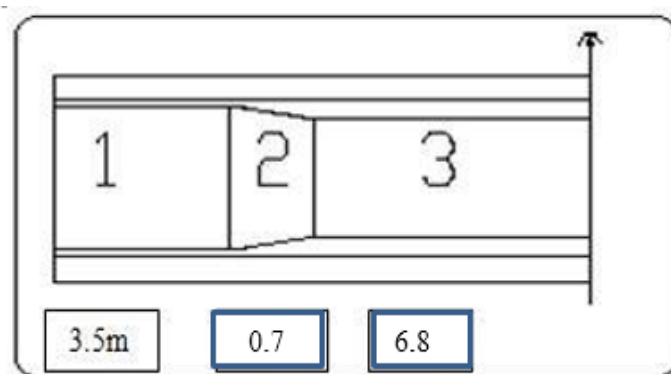


Figure IV.1 : les différentes sections de la poutre.

$$P_1 = 3.5 \cdot 0.6337 \cdot 2.5 = 5.544 \text{ t}$$

$$P_2 = 2.5 \cdot 0.70 \cdot (0.6337 + 0.3750) / 2 = 0.882 \text{ t}$$

$$P_3 = 6.80 * 0.3750 * 2,5 = \mathbf{6.375 \text{ t}}$$

Alors :

$$P_T = 2 (5,544 + 0.882 + 6.375) = \mathbf{25.60 \text{ t}}$$

$$P_T (\text{t/ml}) = 25.60 / 22 = \mathbf{1,163 \text{ t/ml}}$$

$$\text{Poids (poutre seule)} = \mathbf{1,163 \text{ t/ml}}$$

➤ **Calcule des charges permanentes (CP)**

C'est toutes les charges qui restent constante durant toute la vie de l'ouvrage.

➤ **La dalle :**

$$P_d = \gamma_b \cdot L_a \cdot e$$

$$\text{Avec : } P_d = 2.5 * 0.25 * 10.5 = 6.56 \text{ t/ml}$$

e : l'épaisseur de la dalle est : 25cm.

$$L = 10.5 \text{ m}$$

Le poids de la dalle est:

$$P_d = \mathbf{6.56 \text{ t/ml}}$$

➤ **Les éléments non porteurs : (compléments des Charges permanentes)**

Ces charges sont appelées CCP ; et concernent :

* **Le revêtement :**

$$P_{rev} = \gamma_{rev} \cdot L \cdot S_{rev}$$

Avec :

Les trottoirs + Les corniches : Poids_{trot + corn} = 0,9 t/ml.

Les gardes corps : Poids = 0,15 t/ml.

Les glissières de sécurité : Poids = 0,06 t/ml.

Donc le poids du trottoir est : $P_t = 0,9 + 0,15 + 0,06 = 1,11 \text{ t/ml}$

$P_t = 0,222 \text{ t/ml}$: est le poids revenant à chaque poutre

- **Poids total : (charges permanentes)**

Charges	P (t /ml)
Poutre seule	1.163
Hourdis	0,625
Equipements	0,222
Σ	2.01

IV.2.2- Etude des surcharges :

a) Caractéristiques du pont :

- Largeur chargeable : $L_C = L_R = 9\text{m}$
- Nombre des voies : est déterminé comme suit : $L_C / 3$
Donc le nombre de voies = 3
- Classe du pont : tous les ponts supportant des chaussées roulables satisfaisant la condition suivante :

$L_R \geq 7\text{m}$ sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II) , donc le pont est de 1^{ère} classe car : $L_R = 9\text{m}$.

b) Calcul des surcharges routières

On distingue :

- La surcharge de type A (L).
- Système B (B_c : camions types , B_t : groupe de 2 essieux tandems)
- La surcharge militaire M_{c120} .
- Les surcharges sur trottoirs.
- Les surcharges exceptionnelles D_{240}

c) Système de charge A (L) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤ 200 doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (Kg / m^2) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$\text{Avec : } A(L) = 230 + 36000 / (L + 12) \text{ (Kg} / \text{m}^2 \text{)}$$

$$\text{Avec : } L = 22 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 1,28 \text{ t/m}^2$$

A (L) est multipliée par le coefficient a_1 en fonction de la classe du pont pour le nombre de voies chargées

-Le coefficient a_1 : donner par le tableau suivant

Nombre de voies		1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0,9
	2 ^{ème}	1	0,8	/
	3 ^{ème}	0,9	0,8	/

La charge $A(1)$ est ensuite multipliée ensuite par un coefficient a_2

- Le Coefficient a_2 :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \quad (V_0 \text{ dépend classe du pont ($$

et V largeur d'une voie (4m))

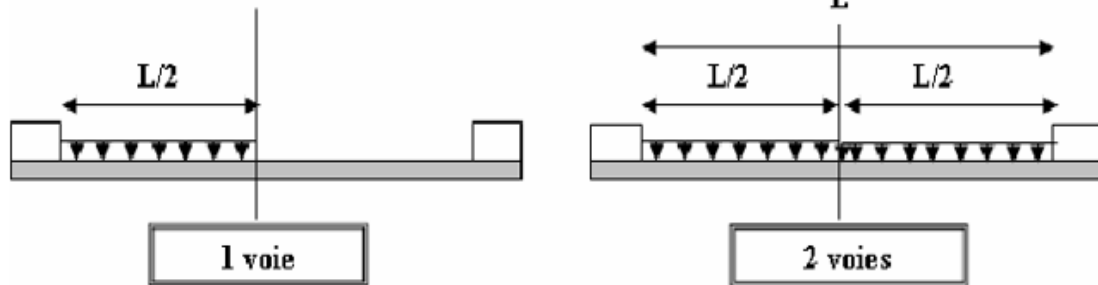


Figure IV.2 : La charge $A(L)$

Avec : $V_0 = 3,5$ m (pont de 1ère classe)

V : largeur d'une voie : $V = 3,5$ m

Donc : $a_2 = 1$

Tableau IV.1 : donnant les valeurs de $A(L)$ pour différentes voies chargées :

Voies	a_1	a_2	$A(L) = A(L) a_1 a_2$	Largeur de voies	$A(L) (t/ml)$
1	1	1	1,28	3,5	4.48
2	1	1	1,28	7	8.96
3	0.9	0.57	0.65	9	5.85

d) Système B :

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t)
- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t)

Les surcharges du système **B** sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

✓ **Surcharge B_c :**

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (cf.Art.2.2) et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

* *Disposition dans le sens transversal* : nombre maximal de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

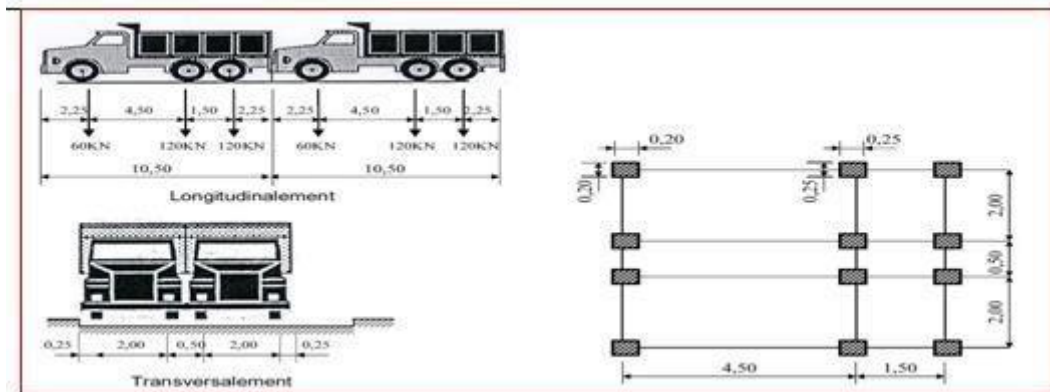


Figure IV.3 : Système B_c .

* *Disposition dans le sens longitudinal* : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Nombre de convois		1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1,2	1,1	0,95
	2 ^{eme}	1	1	/
	3 ^{eme}	1	0,8	/

- Calcul des coefficients dynamiques : δ_{bc}**

Avec $L = 22 \text{ m}$: portée de travée.

G : la charge permanente $\Rightarrow G = 1.163 \text{ t/ml}$

S : surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

Avec : $S = S_1 \cdot b_c$

Désignation	b_c	S_1	S
1 voie	1,1	60	66
2 voies	1,1	120	132
3 voies	0.95	180	171

$$\delta\delta = 1 + \beta + \alpha\alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} = 1.12$$

Tableau IV.2 : des charges par essieu et par voie : B_c

Voies chargées	b_c	Charge par essieu (t)		
		E .AV		
1 voie	1,2	E .AR	$6 \times 1,2 \times 1.12$	8.064
		E .AR	$12 \times 1,2 \times 1.12$	16.128
2 voies	1,1	E .AV	$6 \times 1,1 \times 1.12$	7.392
		E .AR	$12 \times 1,1 \times 1.12$	14.784
3 voies	0.95	E .AV	$6 \times 0.95 \times 1.12$	6.384
		E .AR	$12 \times 0.95 \times 1.12$	12.768

✓ **Surcharge B_t :**

Il se compose de groupe de deux essieux tandems, deux tandems au plus sont disposés de pont sur la chaussée pour les ponts routes supportant au moins 2 voies de circulation les valeurs des charges du système B_t sont multiplié par δ_{bt} et par le coefficient bt qui est fonction de la classe. Et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu. 160 KN
- Distance des deux essieux 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu... 2 m.
- Le système **Bt** doit être multiplié par un coefficient **bt** qui est en fonction de la classedu pont.

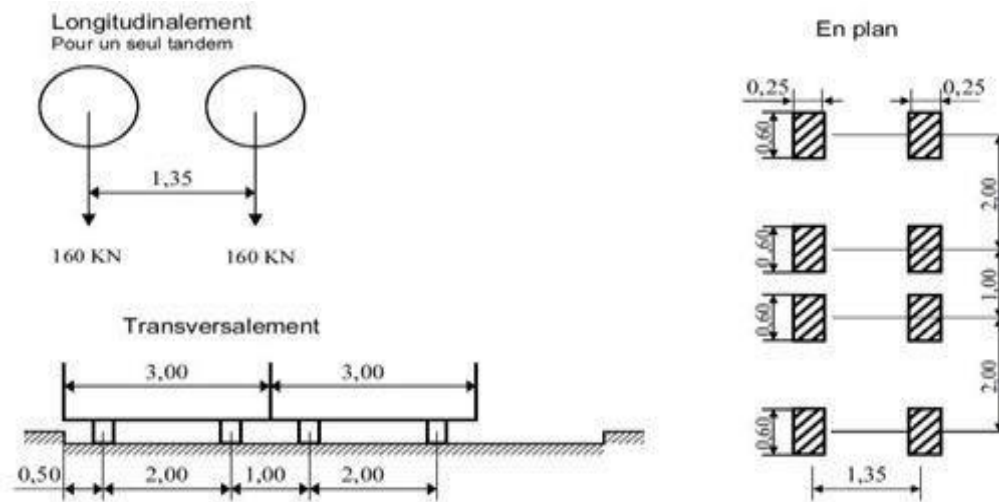


Figure IV.4 : Système Bt

- **Calcul des coefficients dynamiques : δ_{bt}**

Pour les ponts de 1^{ère} classe $b_t = 1$

S : surcharge maximal $\Rightarrow S = S \cdot b_t$

$$\Rightarrow \delta_{bt} = 1,12$$

Tableau IV.3 : des charges par essieu et par voie B_t .

Nombre de tandems	b_t	δ_{bt}	Charge par essieux
1	1	1,12	$16 \cdot 1 \cdot 1,12 = 17.92$
2	1	1,12	$16 \cdot 2 \cdot 1,12 = 35.84$

- ✓ **Surcharge B_r :**

Ce système de charge composé d'une roue isolé de 10t qui peut être placée n'importe où, sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable

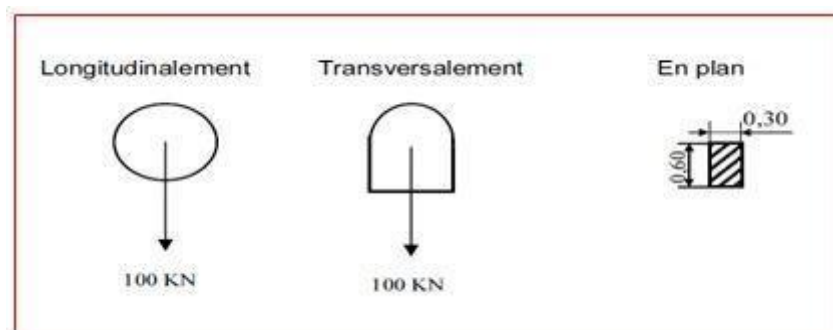


Figure IV.5 : Système Br

$$L = 22\text{m}$$

$$G = 1.163\text{t}$$

$$S = 10\text{t}$$

$$Br = S * \delta = 10 * 1.12 = 11.2\text{t}$$

e) Surcharge militaire M_{C120} :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{C120} , ces derniers peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal :

Un seul convoi.

Dans le sens longitudinal :

Un véhicule type du système $M_c 120$ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes

- Charge totale.....1100 KN
- Longueur d'une chenille 6,10 m
- Largeur d'une chenille 1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

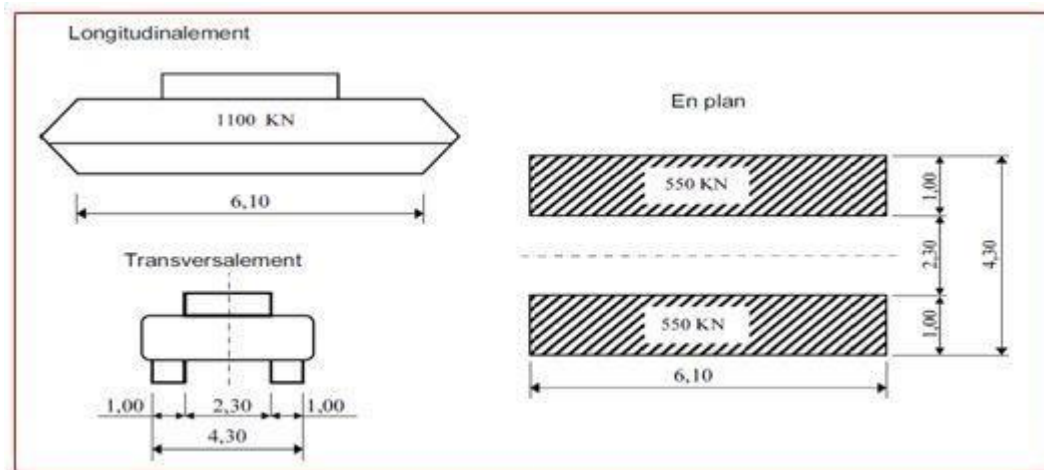


Figure IV.6 : Système M_{C120} .

• **Calcul des coefficients dynamiques : $\delta_{M_{C120}}$**

Les surcharges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique $\delta_{M_{C120}}$.

$$P = 110 \times 1.12 = 123.2\text{t}$$

Désignation	S	δ
M_{C120}	110	1,12

f) Charge exceptionnelle : D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique

Le convoi type **D** comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de **240 t** de poids total, ce poids est supposé uniformément répartie sur un rectangle de **(3,2 m x 18,6 m)**.

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par un coefficient de majoration dynamique.

$$P = 240 \text{ t} \Rightarrow p = 240 / 18,6 = 12,9 \text{ t/ml}$$

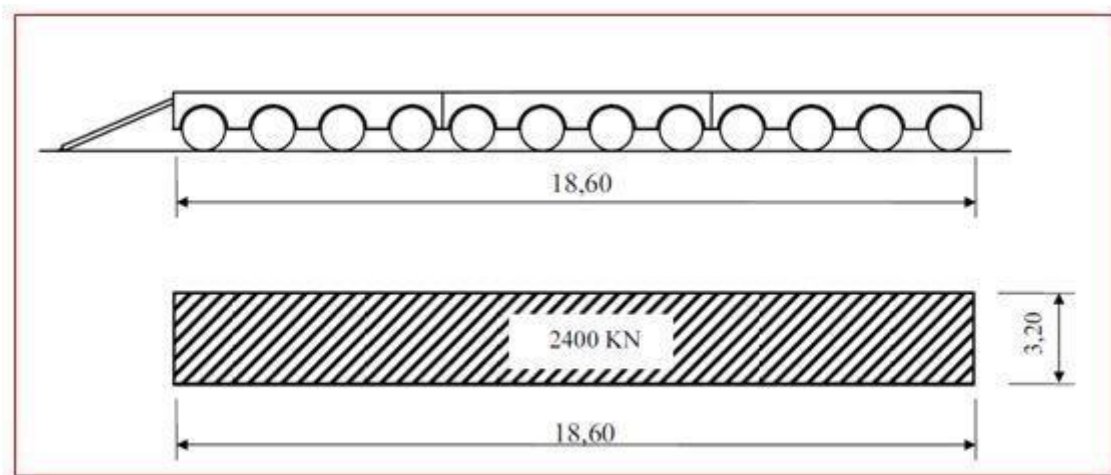


Figure IV.7 : Convoi type D240.

g) Surcharge sur trottoir

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m² (selon le fascicule)

* *un seul trottoir chargé :* $P1 = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ t/ml}$

- **L'effet du vent :**

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique qui vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service.
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

- **L'effet du séisme :**

Les charges sismiques sont classées comme des actions accidentelles, ses efforts sont très importants aux appuis. Ils sont traités par des règlements spécifiques.

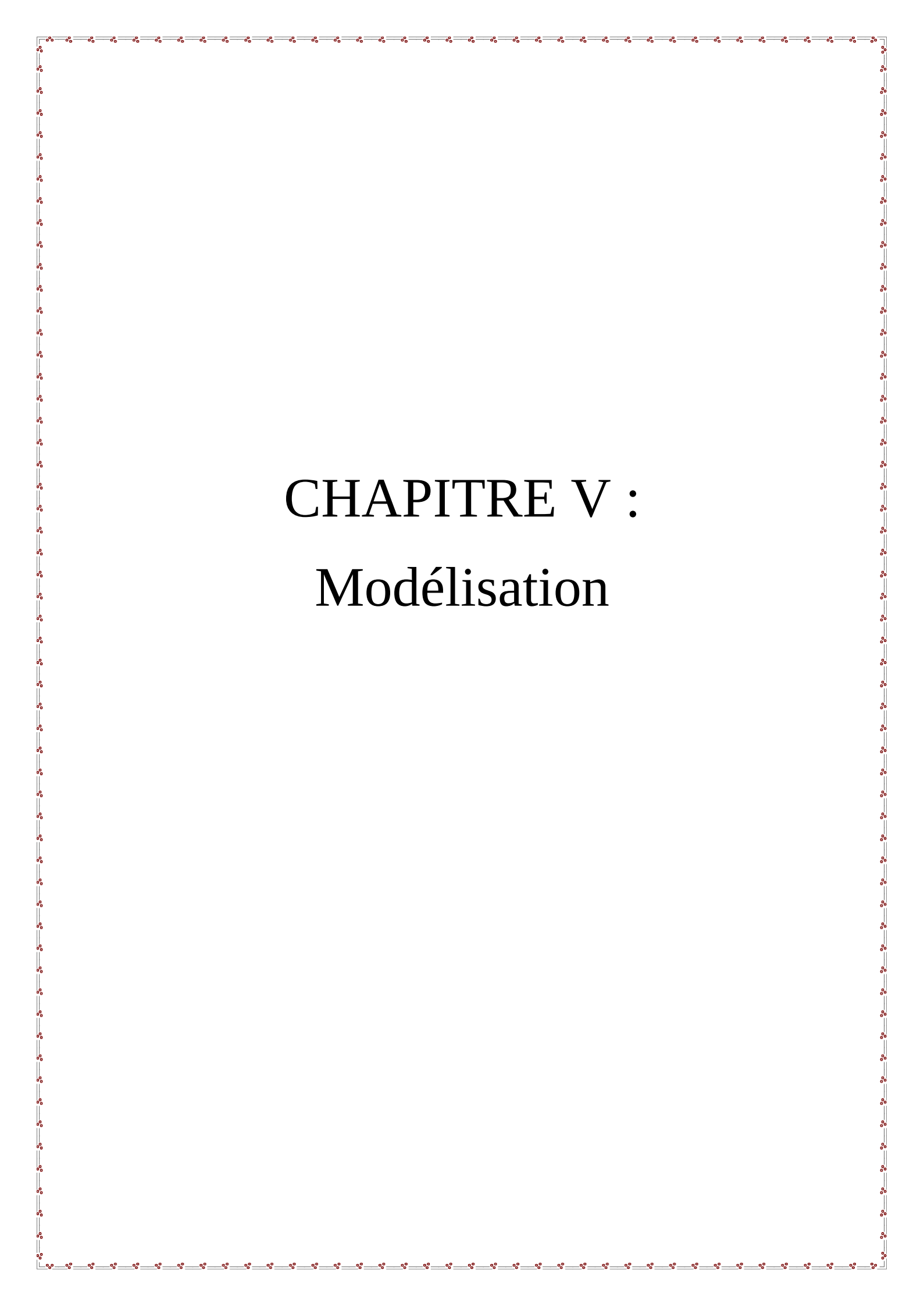
- $\epsilon_H = 0.20 \text{ G}$; dans le sens horizontal
- $\epsilon_V = 0.20 \text{ G}$; dans le sens vertical
- $\epsilon_H = 0.20 \times 1163 = 232.6\text{t}$
- $\epsilon_H = 0.06 \times 1163 = 69.78\text{t}$

- **L'effet du freinage :**

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

IV. 3 : Conclusion

Après avoir calculé les charges et surcharges, on modélise notre projet avec le logiciel Auto desk « **Robot Structural Analysis Professional 2014.**



CHAPITRE V :

Modélisation

V.1 Introduction

La modélisation a pour objectif, d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence, la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

V.2 Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2014

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2019 fournit aux ingénieurs structurels des capacités avancées de simulation et d'analyse le comportement des ouvrages d'art sur les différentes sollicitations. Auto desk Robot Structural Analyses Professional offre la capacité de faire la modélisation pour une grande variété des structures des ouvrages d'art, à l'aide d'un ensemble complet de codes de conception et même des normes.

Aussi il produit des résultats en quelque minutes plus tôt qu'avant dans le calcul manuel (quel que heures).

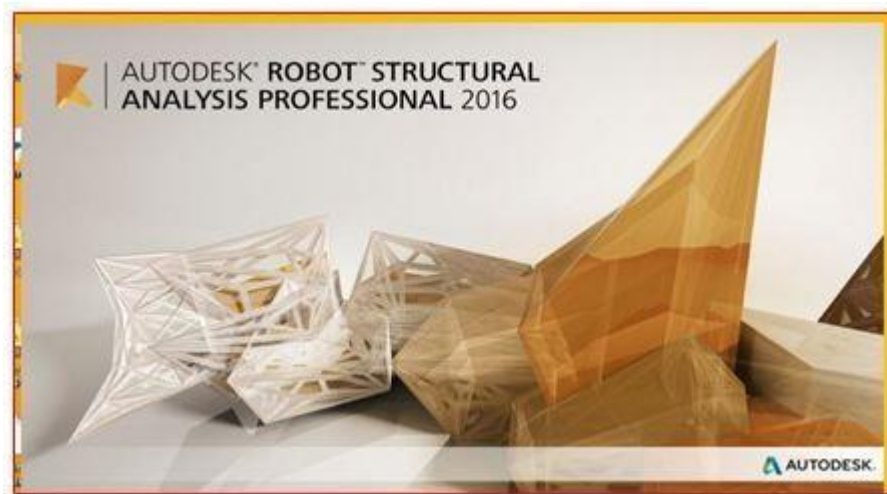


Figure V.1: Logo logiciel Auto desk Robot Structural Professional

V.3 Modélisation

Notre pont c'est un ouvrage isostatique de trois (03) travées indépendantes, chaque travée est composée de 5 poutres de 22.00m, surmonté par une dalle de 25 cm d'épaisseur et un trottoir de 1.50 de largeur, ce dernier est composé de : une corniche, un garde-corps et une glissière de sécurité.

Pour notre modélisation on calcul une travée de 22ml.

Les surcharges d'exploitation routière sont composées selon le règlement algérien des charges et des surcharges routières 2008.

V.3.1 Les étapes de la modélisation :

- Création du nouveau model :
- Configurations de logiciel :
 - Choix des unités
 - Choix de matériaux
 - Choix de règlement de calcul.
- Création de la structure fictive à l'aide des lignes de construction.
- Insertions des poutres avec leurs sections.
- Insertion de la dalle $E_p=25$ cm.
- Configuration des matériaux de la structure.
- Insertions de la charge permanente.
- Insertions de la surcharge routière.
- Faire la combinaison de charge selon le règlement BAEL 91.
- Lancer le calcul de model de la structure.
- Interprétation des résultats.

a) Création du nouveau model :

Cette étape a permis de choisir un model quelconque pour activer ou désactivé certain paramètre.

Pour plus de paramètre de calcul on choisir le model Coque.

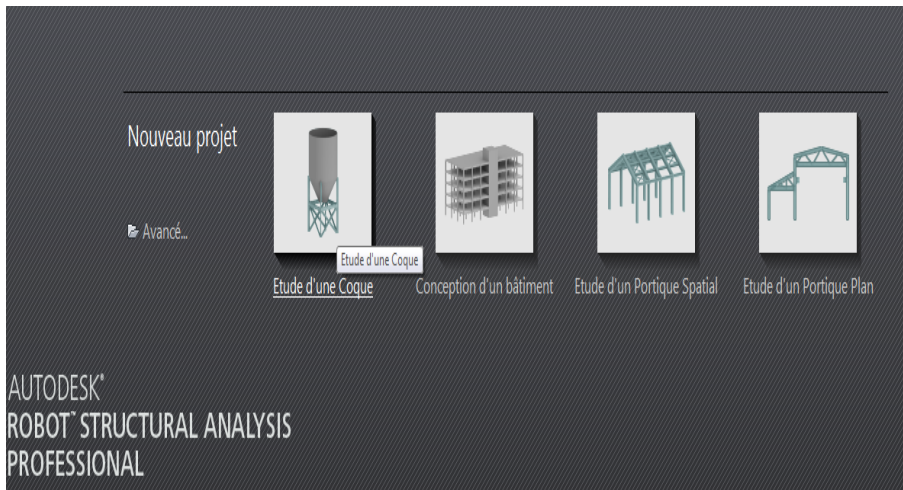


Figure V.2 : modèle de calcul.

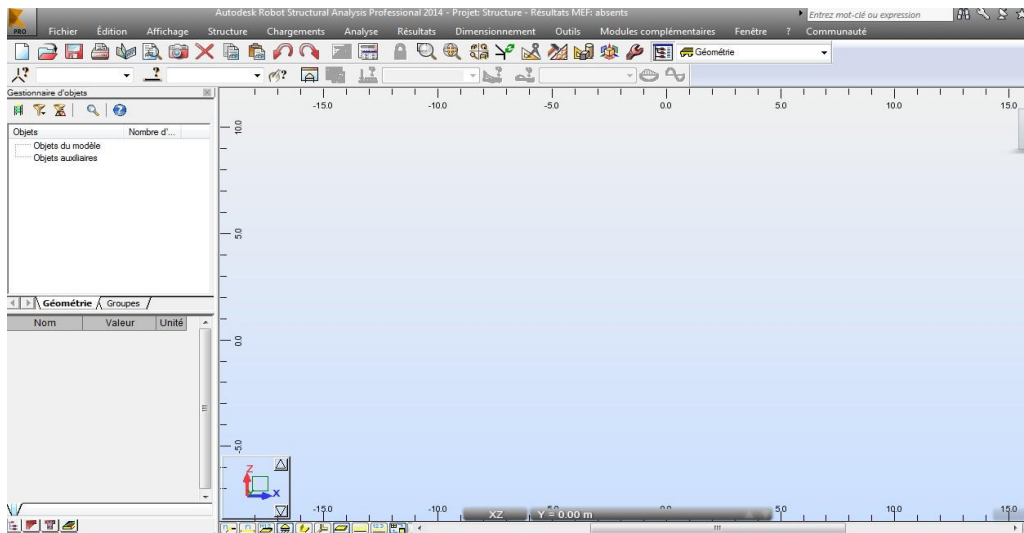


Figure V.3 : Désactivé de la grille.

b) Configurations de logiciel

- Choix des unités
- Choix de matériaux
- Choix de règlement de calcul.

On choisit les unités avant d'entamer une session dans Auto desk Robot Structural Analysis Professional,

- On adopte pour les efforts le T et m (tonne -mètre).
- Béton RN35 MP, acier FeE500.
- Règlement B.A.E.L 91

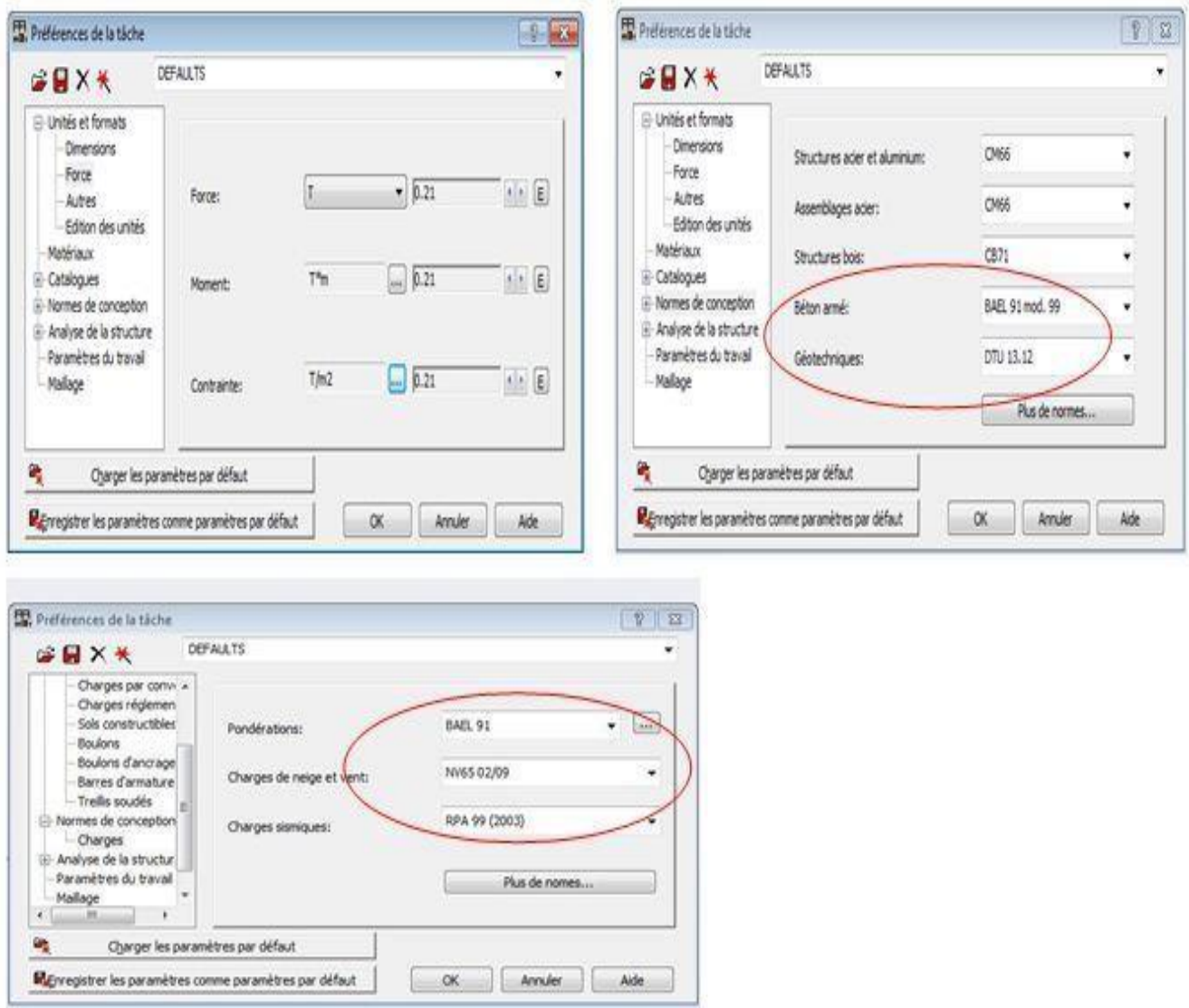


Figure V. 4 : Configurations de logiciel

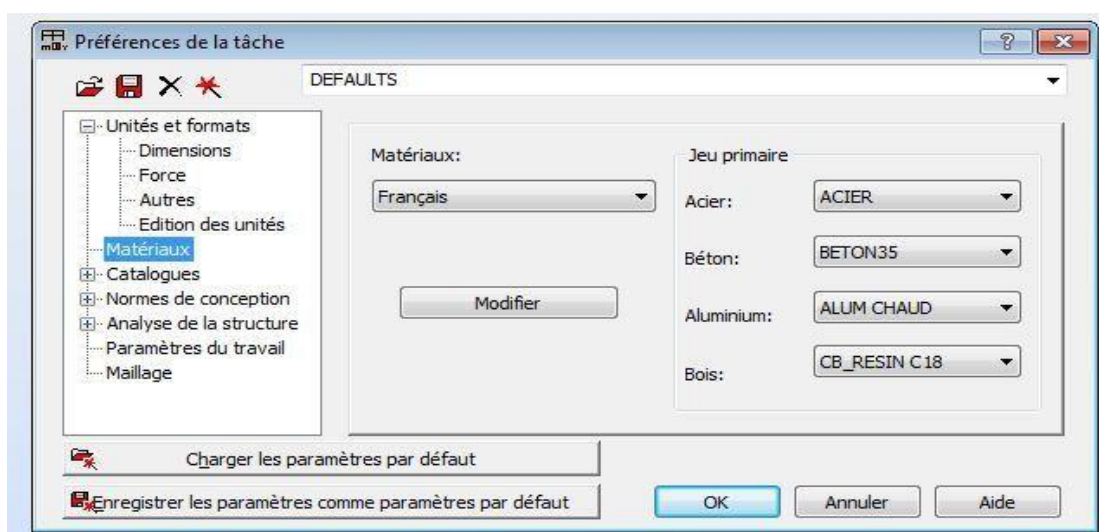


Figure V.5 : Insertion des matériaux

C) Création de la structure fictive à l'aide des lignes de construction.

Cette étape consiste à définir les lignes de constructions pour faciliter l'insertion des éléments constructifs du tablier.

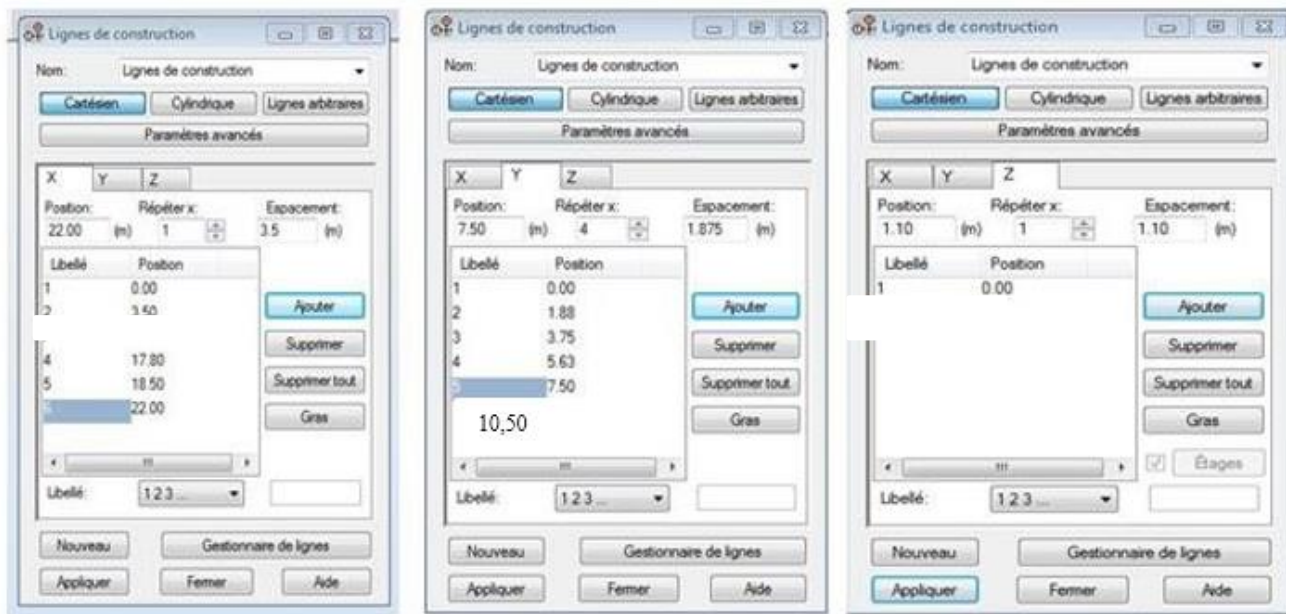


Figure V.6 : ligne de construction

d) Insertions des poutres avec leurs sections

Sur la bibliothèque de logiciel Robot par fois on ne trouve pas les sections complexes comme pour notre poutre, pour cela on crée la section sur le logiciel AutoCAD puis on l'importe sur le logiciel.

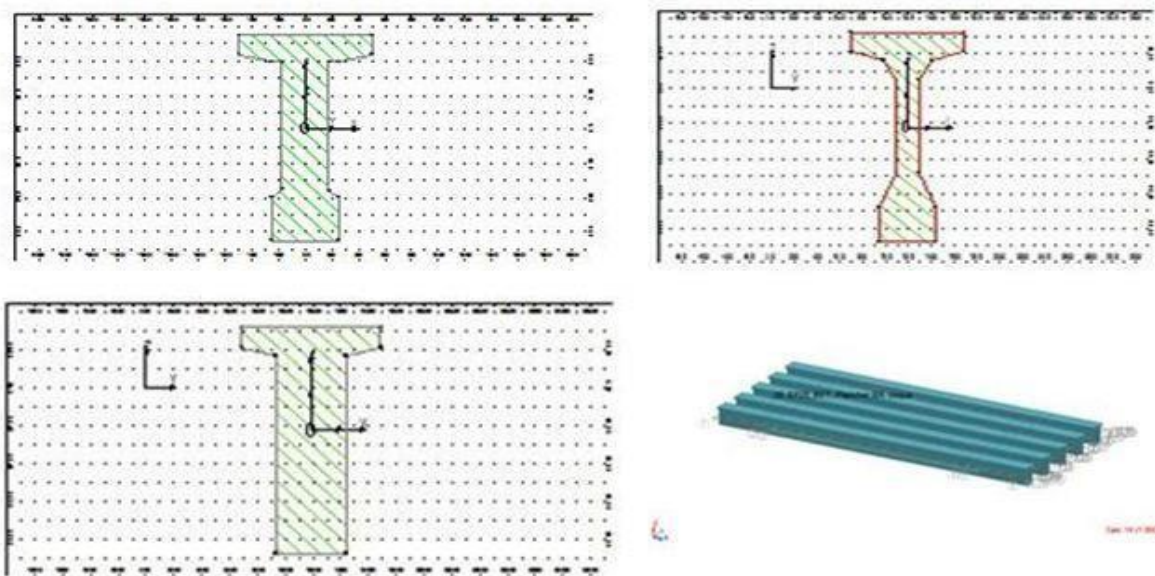


Figure V.7 : Création des sections sur Robot modélisation des 5 poutres

e) Insertion de la dalle

Notre tablier de pont est composé par une dalle de 25 cm en béton armé.

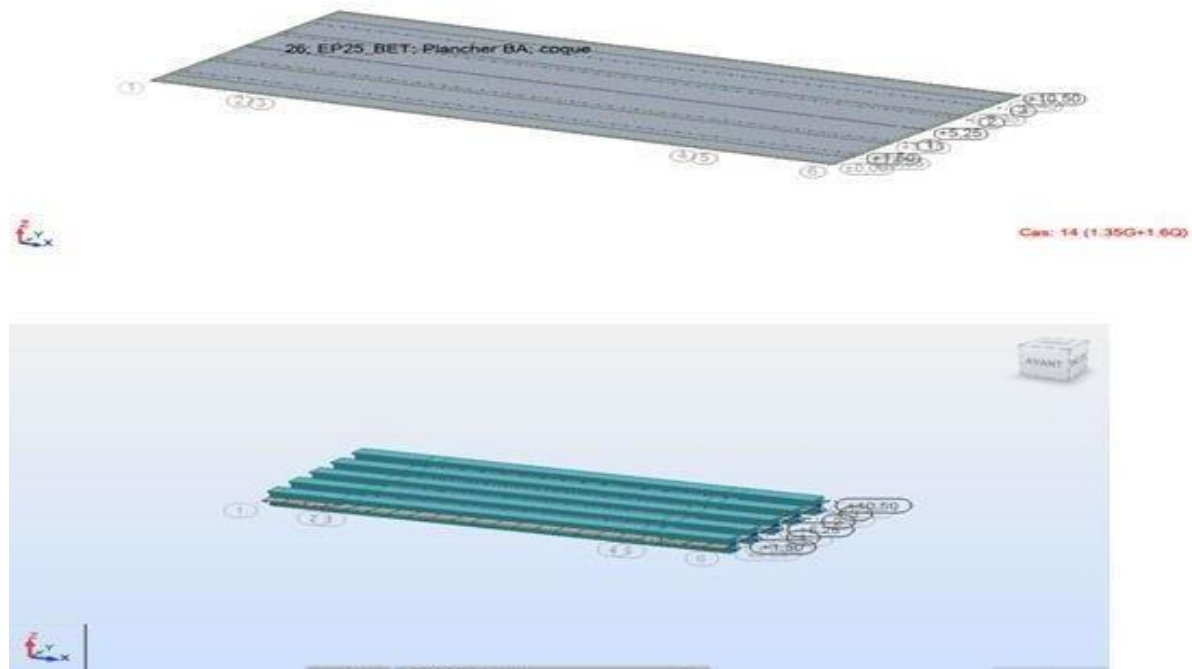


Figure V. 8 : Insertion de la dalle

f) Insertions de la charge permanente.

- Dans ce tableau on insère les charges permanent avec ses formules d chaque une et les valeurs finales.

Tableau V.1 : les charges permanent

Charge permanente complémentaire	Formule	Valeur
Poids du trottoir	$G_t = E_t * \gamma_b = 0.25 * 2.5$	<u>0.625 T*m²</u>
Poids de garde-corps	-	<u>0.15 T/ml</u>
Poids de la glissière de sécurité	-	<u>0.2 T/ml</u>
Poids de la corniche	$G_t = S * \gamma_b = 0.11 * 2.5$	<u>0.275 T/ml</u>
Poids du revêtement	$G_t = E_r * \gamma_r = 0.08 * 2.2$	<u>0.18 T*m²</u>
Poids de garde-corps+corniche	-	<u>0.42T/ml</u>

Nous présentons les charges permanentes avec des chemins suivant :

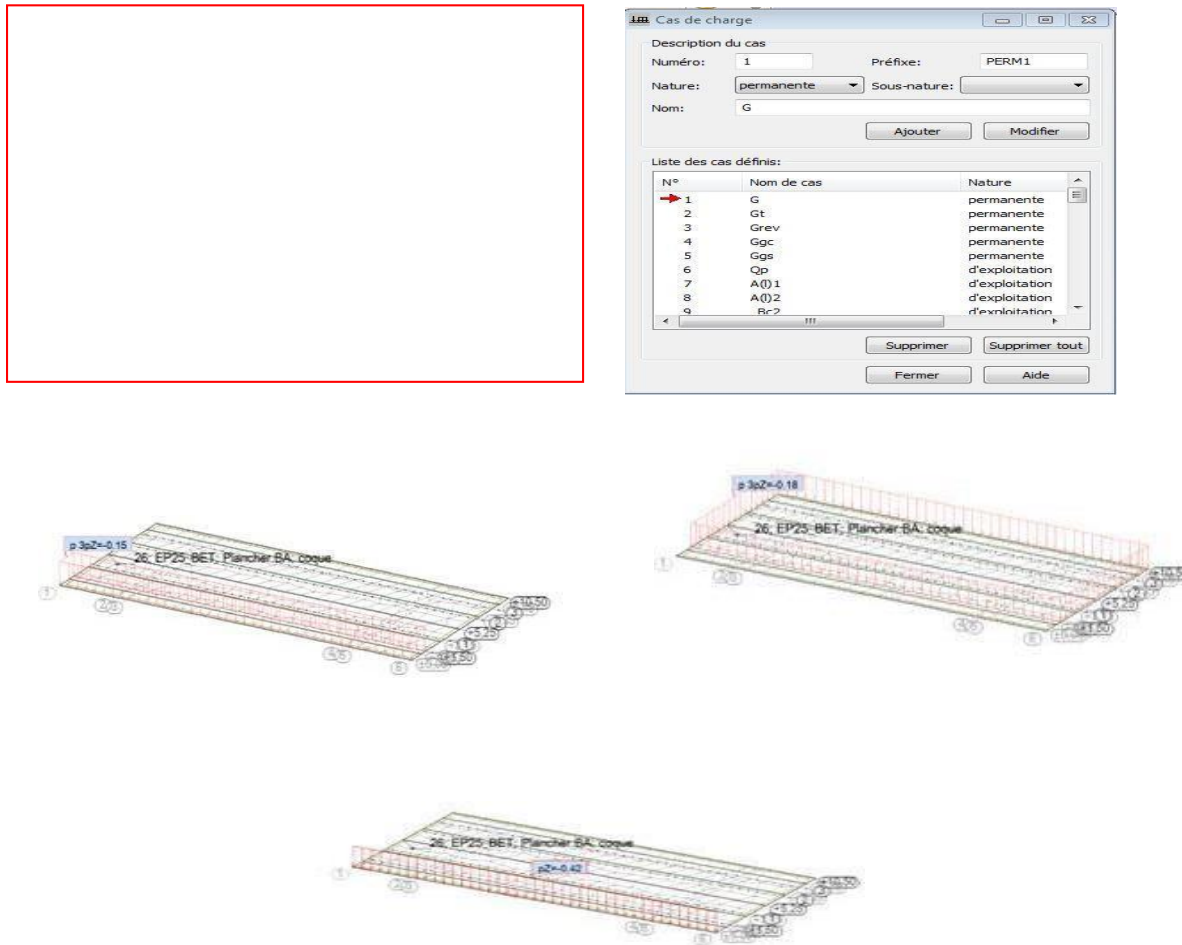


Figure V.9: insertion de la charge permanente

g) Avec la même méthode on applique le poids du revêtement :

➤ G de revêtement = $0.18 \text{ T} \cdot \text{m}^2$

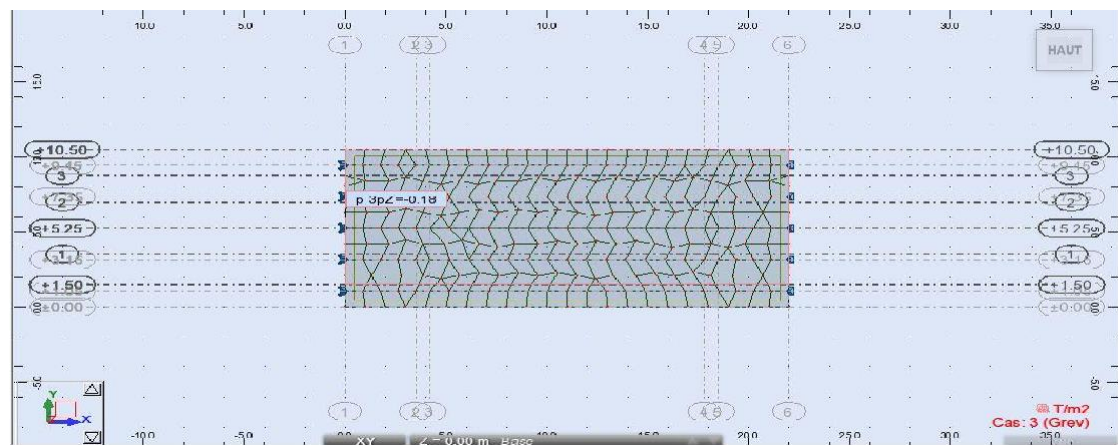


Figure V.10: Définir la charge du revêtement

➤ **G Corniche + Garde Cors** : $0.15 + 0.275 = 0.42 \text{ T/m}$

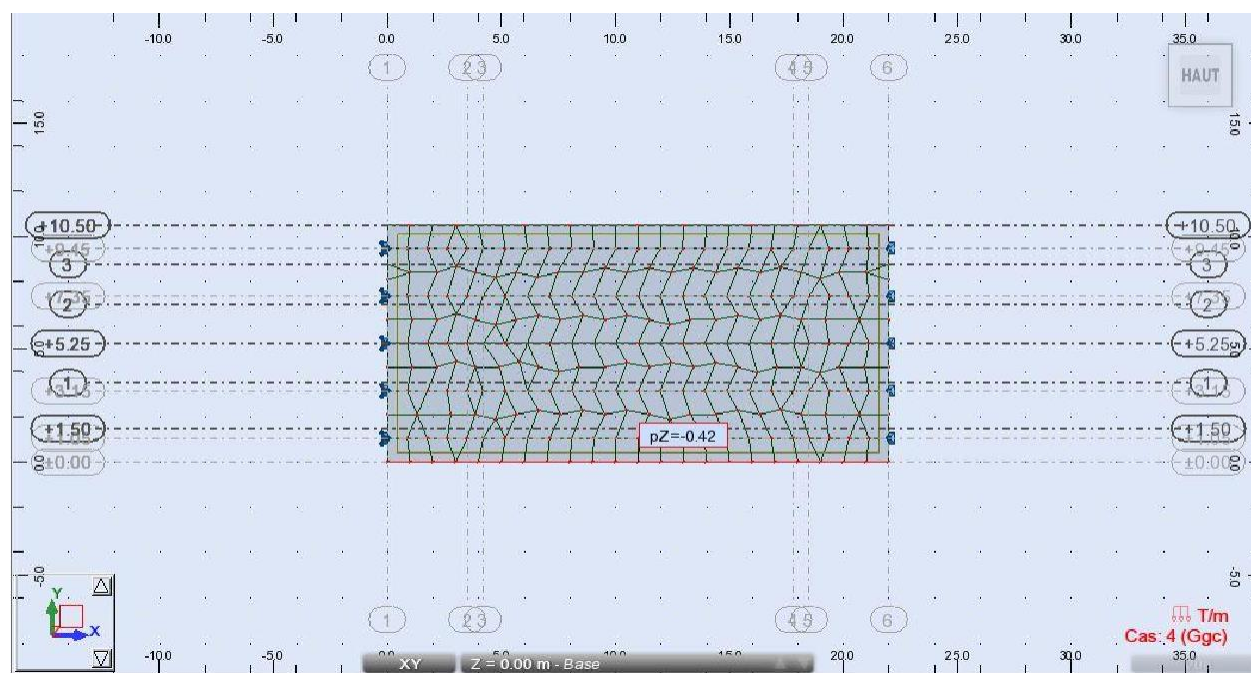


Figure V.11:Définir la charge de la corniche.

➤ **G glissières** = 0.2 T/m

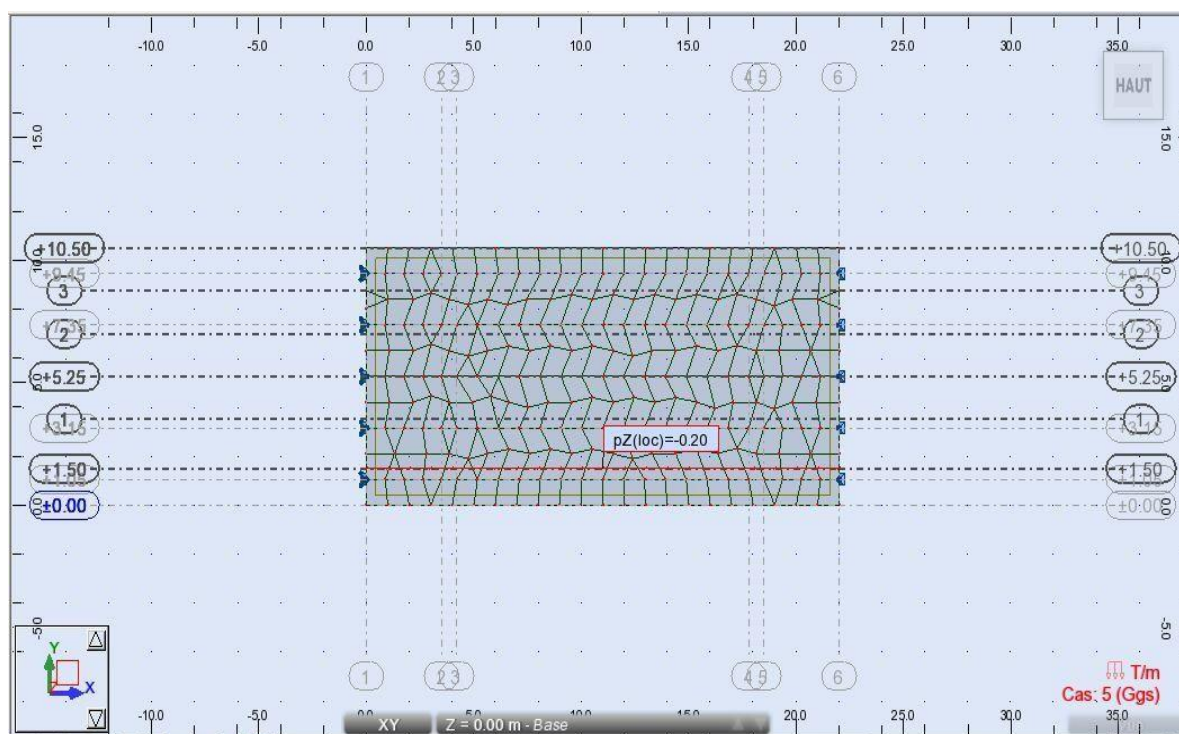


Figure V.12:Définir la charge de glissières.

h) Insertions de la surcharge d'exploitation et routière

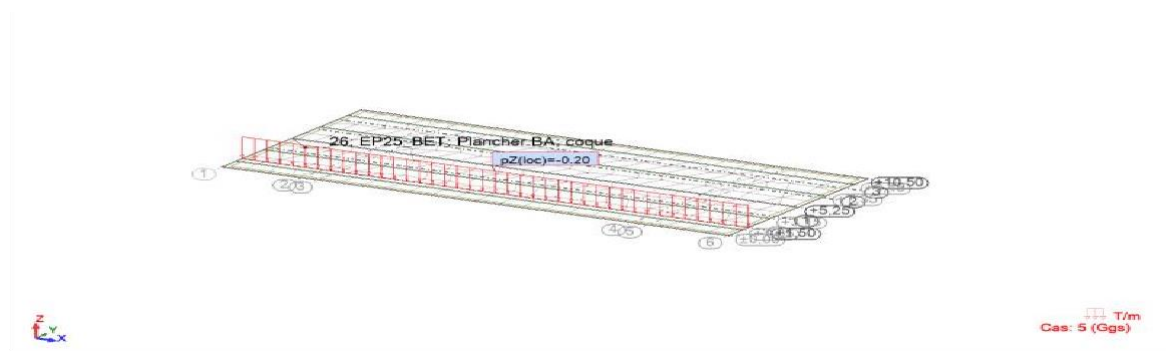


Figure V.13 : Insertion de la charge d'exploitation (piétonne)

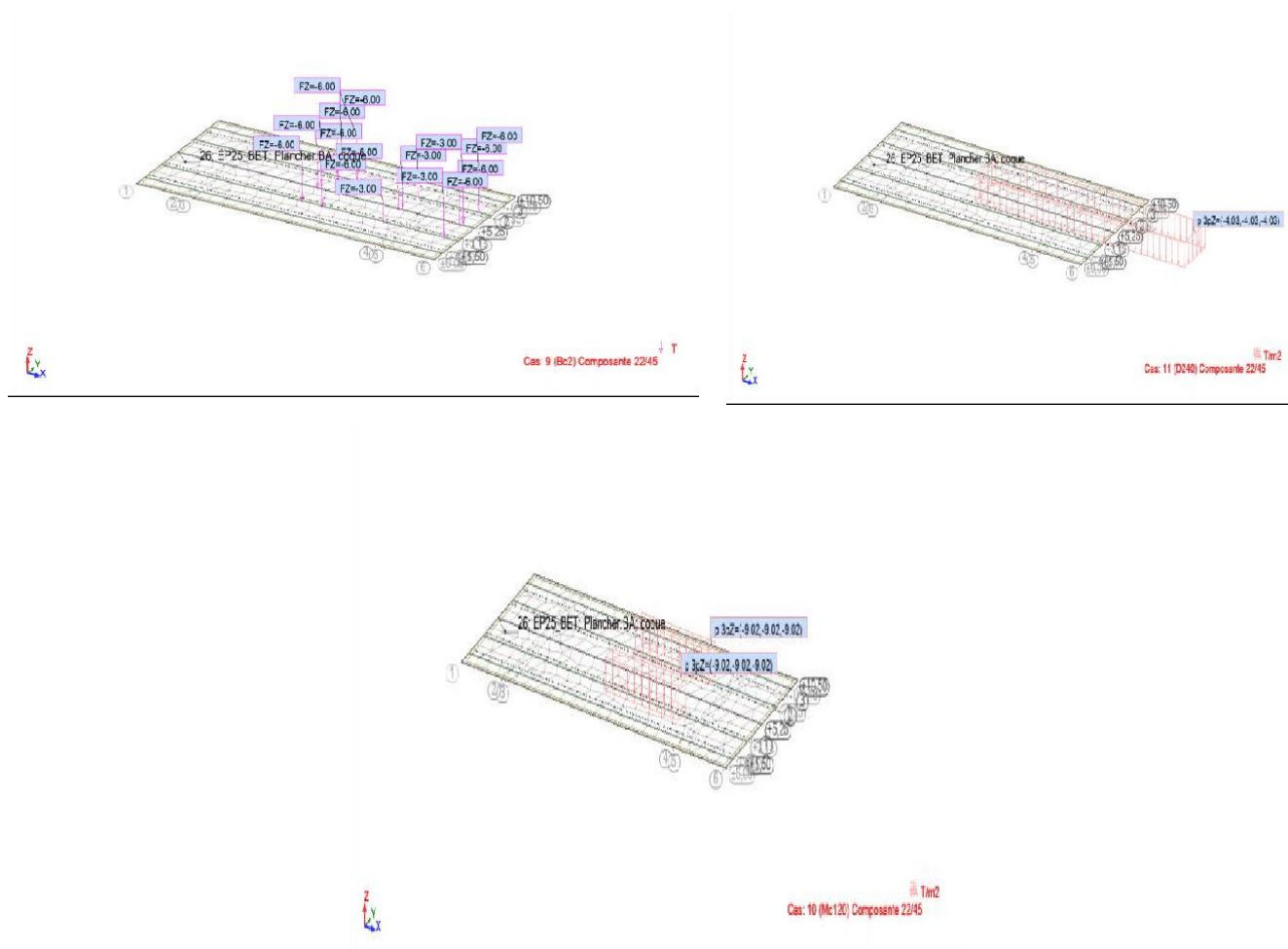


Figure V.14 : Insertion de la charge d'exploitation (routière)

i) Combinaison de charge selon le règlement BAEL 91.

Pour la détermination les sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon le règlement B.A.E.L dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Les étapes limite (ultime et service) a ELU et ELS

	État limite ultime (E.L.U)	État limite de service (E.L.S)
Tablier vide	1.35	1, 00
Système A(l)	1, 35 +1, 6 (A (l) + St)	1, 00 +1, 2 (A (l) + St)
Système B	1.35 +1, 6	1.00 +1, 2
Système Mc120	1, 35 +1 35M c120	1, 00 +1, 00M c120
Système D240	1, 35+ 1, 35 D240	1, 00+ 1, 00 D240

j) Lancer le calcul de model de la structure.

Une fois avoir fini d'introduire les combinaisons, on lance le calcul et on affiche les résultats

➤ **Q trottoirs** = $0.15T/mm^2$

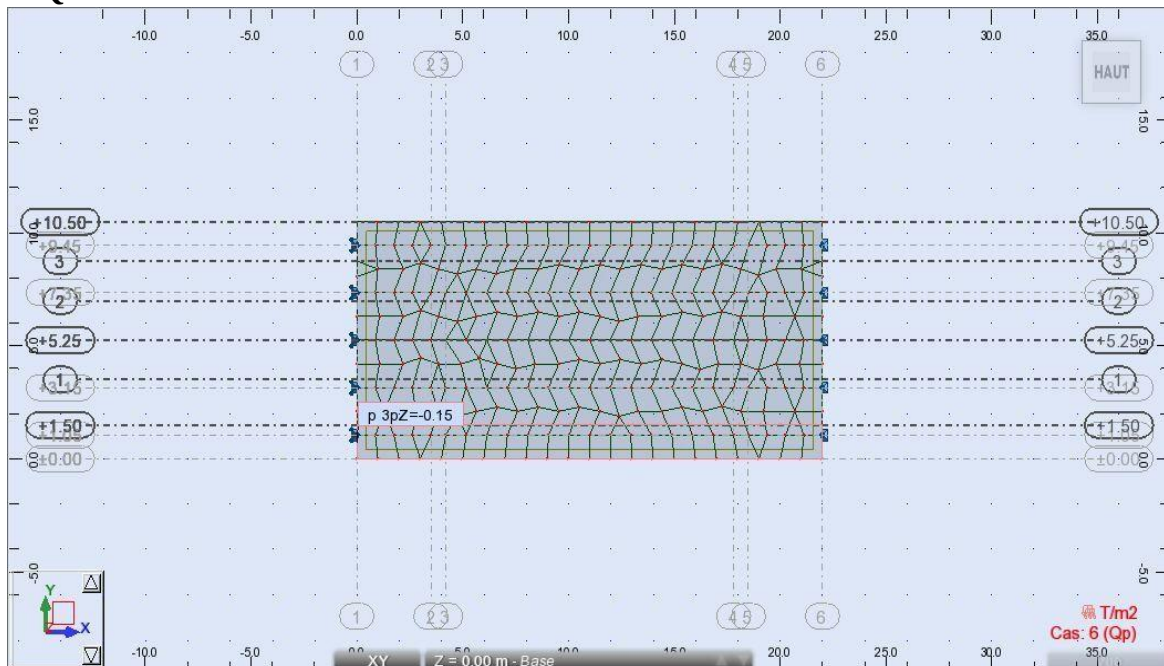


Figure V.15:Définir la charge de Q de trottoir.

La surcharge A(L):

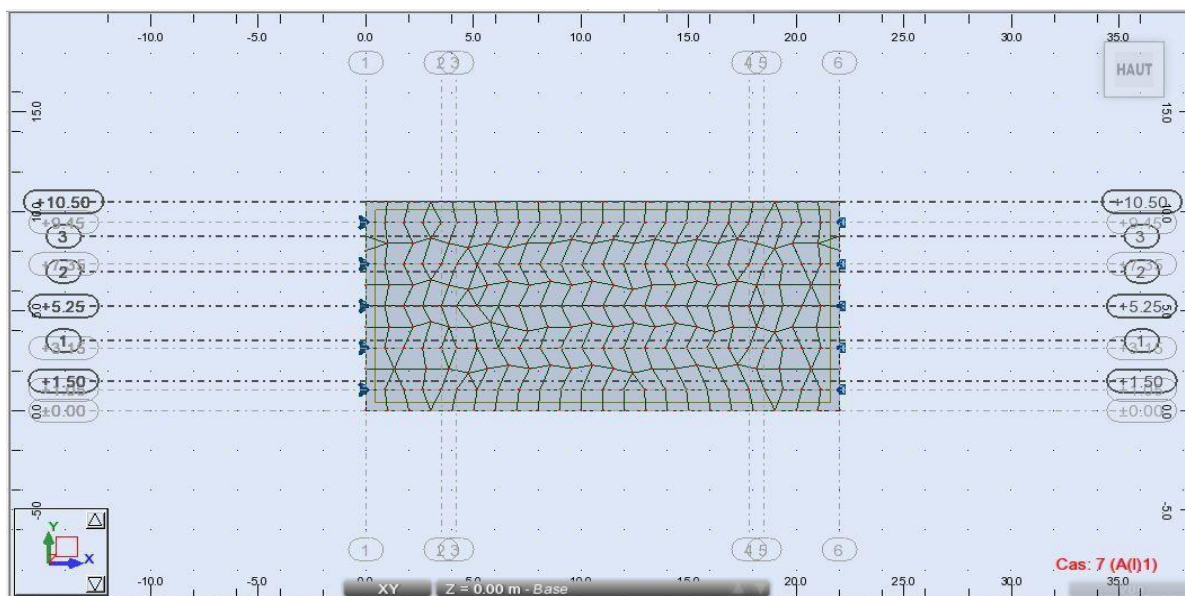


Figure V.16: Définir la surcharge A(l)

➤ Les charges roulantes :

➤ La surcharge Bc:

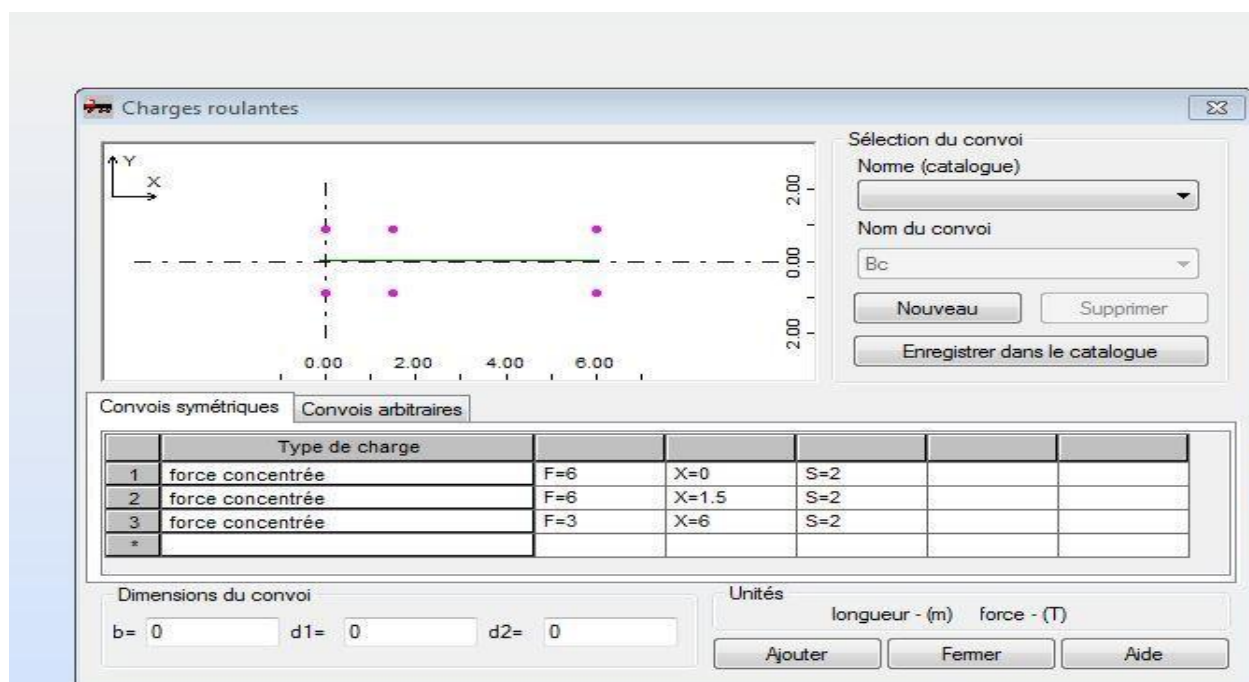


Figure V.17: Définition de la charge roulante BC.

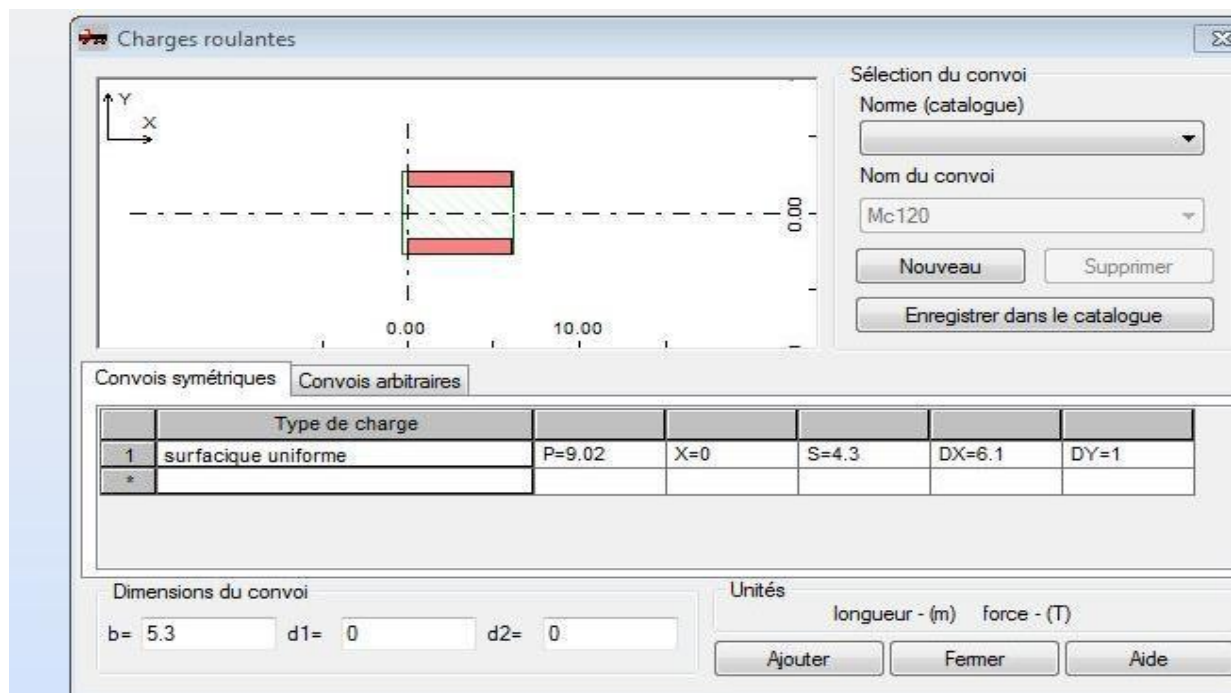
➤ ConvoiMC₁₂₀:

Figure V.18: Définition de la charge roulante MC120.

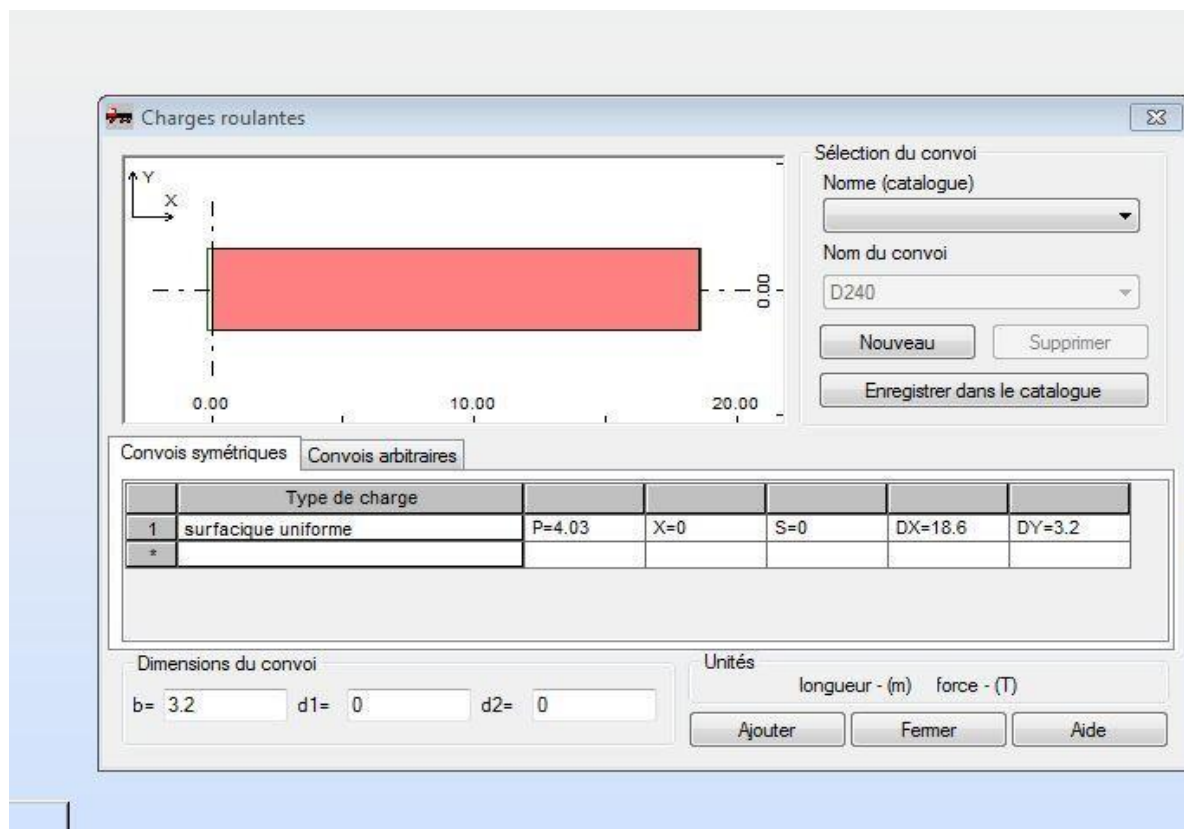
➤ ConvoiexceptionnelleD₂₄₀:

Figure V.19 : Définition de la charge roulante D240

➤ Définition des combinaisons d'actions

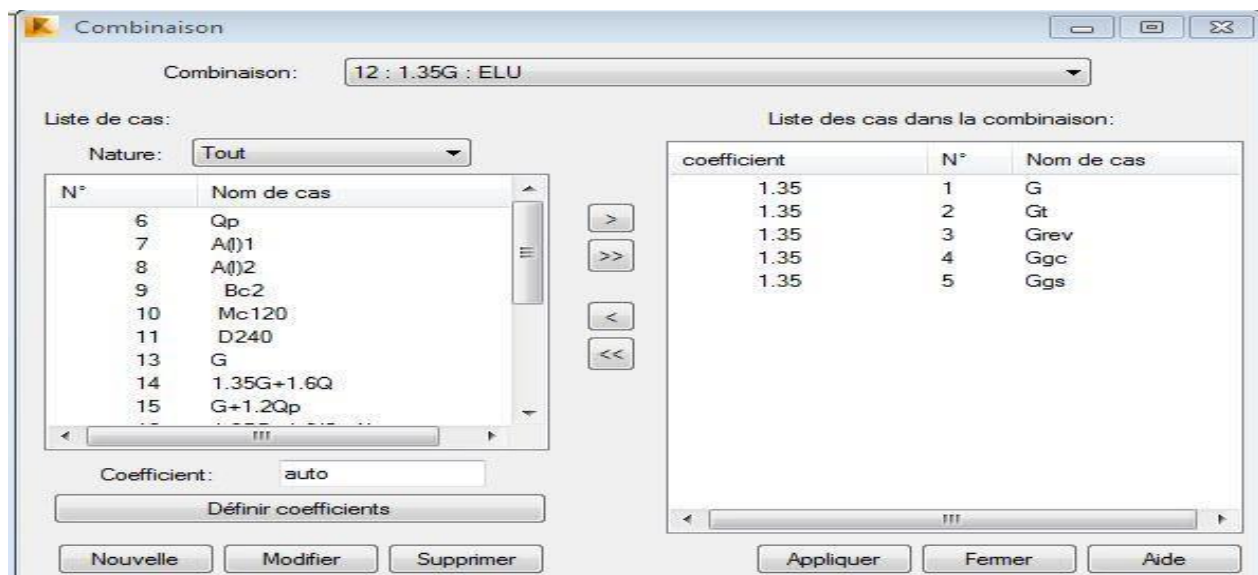


Figure V.20: Définition des combinaisons de d'actions.

k) Interprétation des résultats

- Diagramme des moments fléchissant sur les poutres :

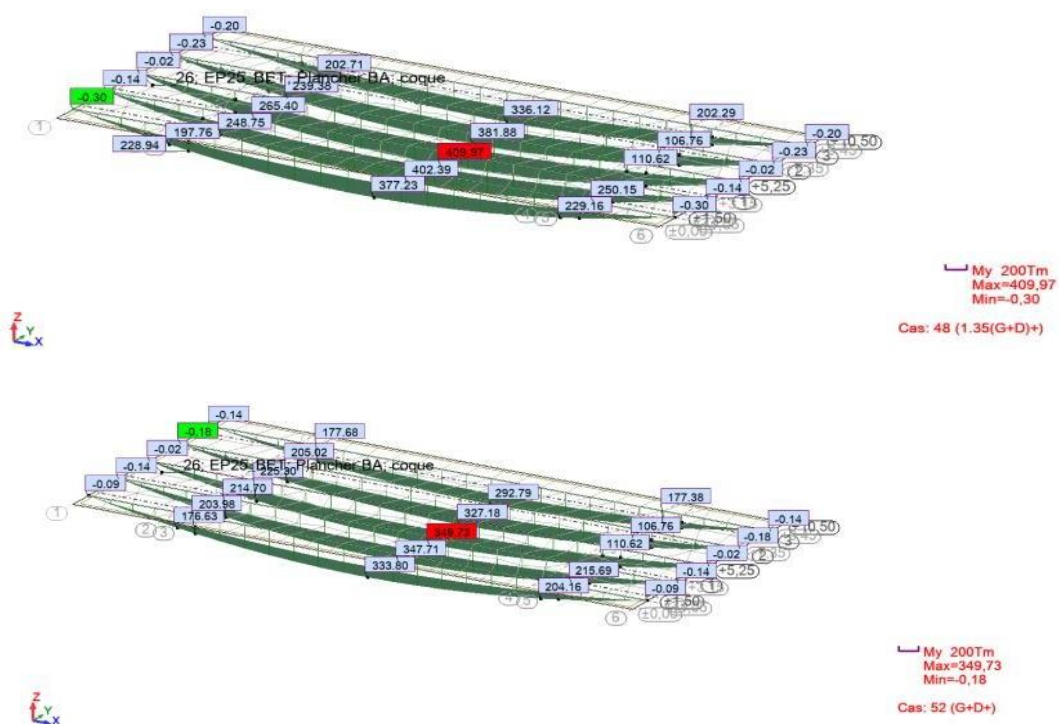


Figure V.21 : Diagramme des moments sous la combinaison de charge permanente et surcharge.

➤ Diagramme des efforts tranchant sur les poutres

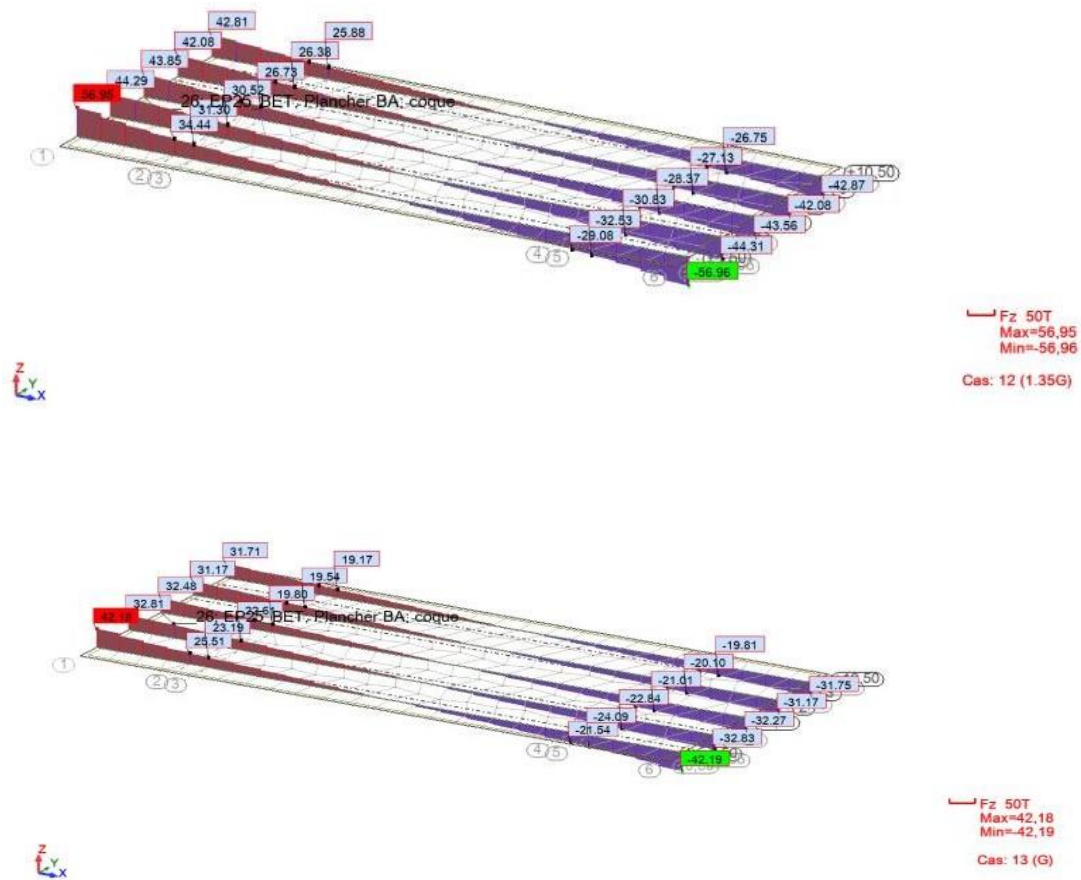


Figure V.22 : Diagramme des efforts tranchant sous la combinaison de charge permanente et surcharge

L) Les moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable est représenté dans le tableau suivant

Tableau V.3 : récapitulatif des résultats

	Moment à mi travée		Effort tranchant sur appui	
	ELU (T*m)	ELS (T*m)	ELU (T)	ELS(T)
A vide	283.22	209.80	56.96	42.18
Sous surcharge	409.97	349.73	86.45	72.46

➤ Déférentes réactions dans la **figure V.24**:

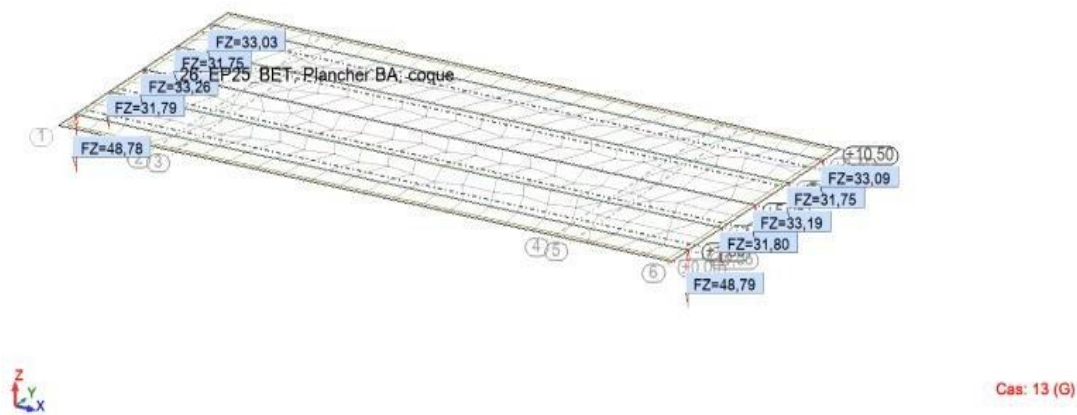


Figure V.23 : Diagramme des réactions

Tableau V.4 : La somme des réactions

La somme des réactions	
Poids du tablier	357.23T

m) Diagrammes des moments fléchissant sur la dalle :

Système Bc, cartographie des moments, sens transversal	Système Bc, cartographie des moments, sens longitudinal

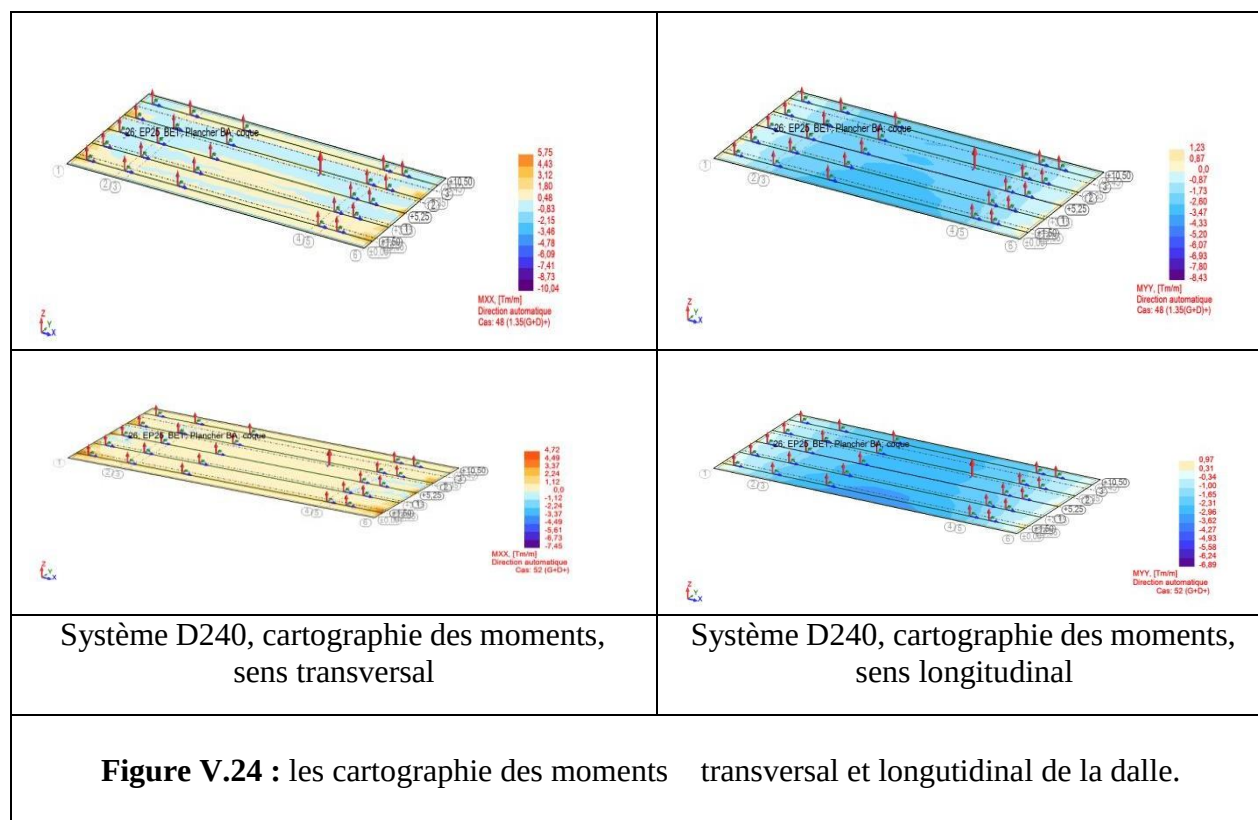
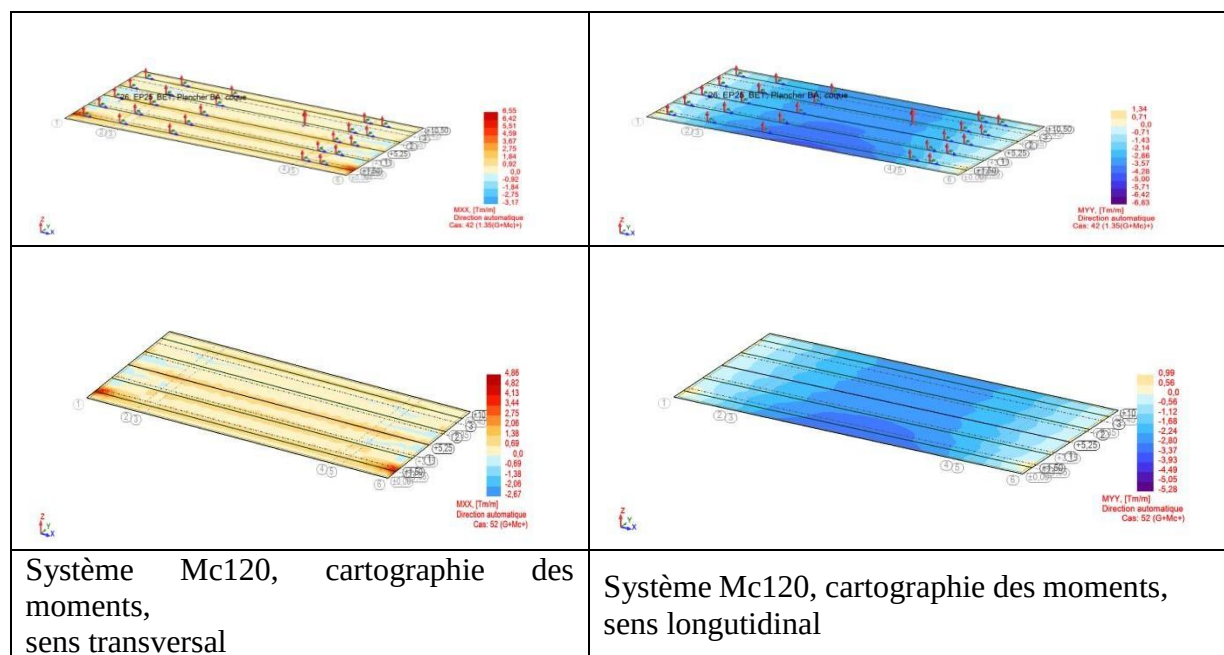
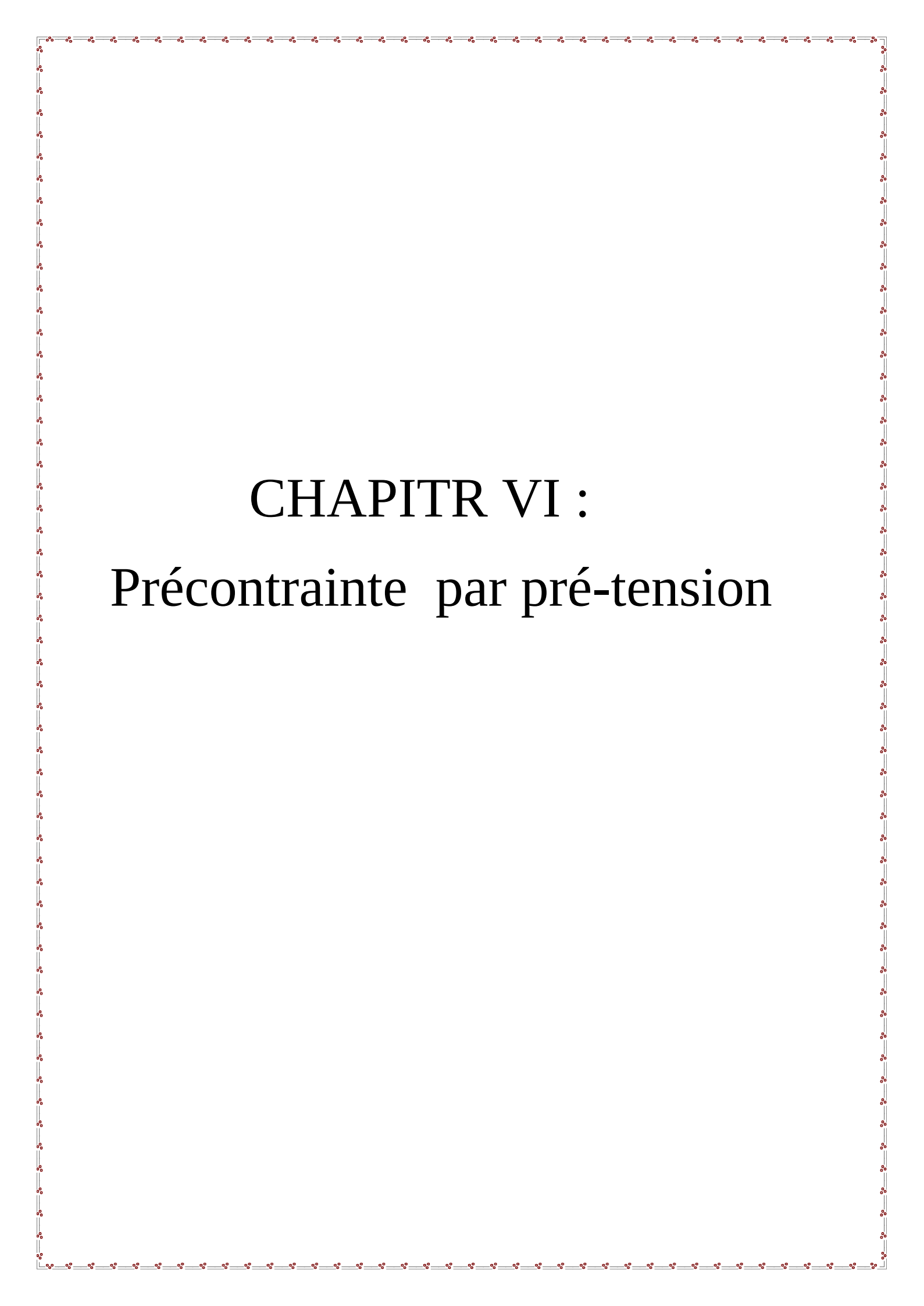


Tableau V.5 : récapitulatif des résultats

	Moment max sens longitudinal (y-y)		Moment max sens transversal M (x-x)			
	ELU (T*m)	ELS (T*m)	ELU (T)		ELS(T)	
			Max	Min	Max	Min
Sous surcharge	-8.43	-6.89	-10.04	6.49	-7.45	5.56

V. 4 : Conclusion :

Ainsi, nous avons présenté les différentes étapes de modélisation de notre pont, en utilisant le logiciel Robot 2014. On a pu tirer les diagrammes des moments fléchissant et effort tranchant les plus défavorables appliquées sur les poutres et la dalle.



CHAPITR VI :

Précontrainte par pré-tension

VI.1 : Introduction

Dans notre domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine de travaux publics. Certain ouvrage tel que les ponts de grand porté seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontrainte.

Faire l'exposé historique de la précontrainte serait prétentieux. Relevons tout fois que le béton précontraint est considéré comme une invention française résultant des travaux d'Eugène (FREYSSINET) (1879-1962).

Dans ce chapitre nous allons étudier la précontrainte par pré-tension (le dimensionnement, calcul des contraintes, calcul des pertes et déformation) due saut efforts d'exploitation.

VI.2 : Historique

Alors que les origines de nombreuses techniques sont souvent incertaines et contestées, l'invention du béton précontraint est connue de façon nette et précise. Elle date des brevets d'invention délivrés les 2 octobre et 19 novembre 1928 à Eugène Freyssinet (1879-1962). L'aidé était déjà connue d'imposer au béton une compression préalable permettant d'empêcher la fissuration qui serait due à des efforts de traction ultérieurs (l'aidé intuitive des constructeurs de voutes, dans lesquelles la compression préalable provient de la gravité). C'est l'aidé fondamentale de la précontrainte, mais le mot précontraint a été introduit par Freyssinet en 1933.

En 1926, il découvre le phénomène de fluage (déformation lente sous charge) et les lois du retrait à la suite d'expériences sur l'arc du pont de Ploguasse. Ainsi en se plaçant dans les conditions voisines des voutes, Freyssinet introduisit un effort de compression pour compenser les tractions à venir. Pour cela il fallait un très grand allongement des aciers, donc des tensions initiales très élevées.

Les premiers ponts en béton précontraint ont été réalisé en Allemagne par précontrainte extérieure au béton au moyen de câbles (le pont de Saale à Alse 1928 et celui de Aue 1936).

VI.3 : Principe de la précontrainte :

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton

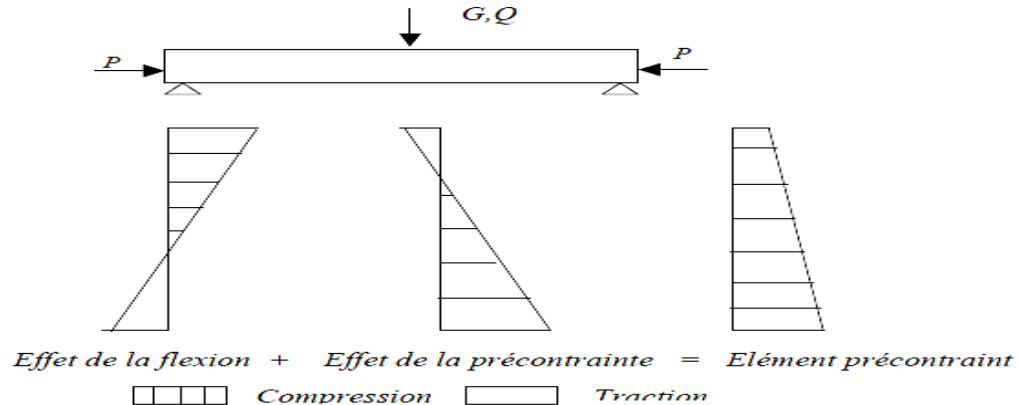


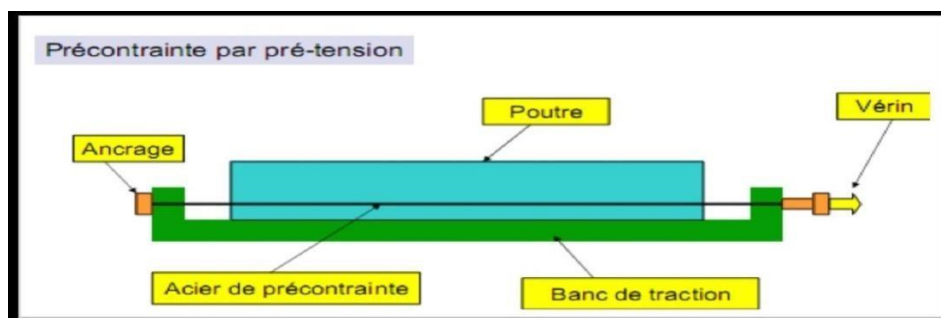
Figure.VI.1. Principe de la précontrainte

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : Autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : Elimination totale des contraintes de traction.

VI.4 : La précontrainte pré-tension

La précontrainte par pré-tension est utilisée principalement dans les éléments préfabriqués à l'usine ou sur chantier à fils adhérents à tel point que l'on associe couramment le mot pré-tension à l'expression final adhérents. Cette fabrication se fait sur des bancs composés d'une table plane en béton ou on acier servant de fond de coffrage et de deux massifs d'ancrages aux extrémités. De chaque côté de la table, on vient disposer des coffrages outils pour donner à la pièce la forme souhaitée, les massifs d'ancrage servant à mettre en tension les câble qui sont en général rectilignes. Généralement à fabriquer plusieurs éléments à la fois, ou cette fabrication se fait sur des bancs de 36m à 200m de longueurs sur lesquels les produits sont disposés en série



Figures VI.2:Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension.

Le durcissement accéléré de béton est généralement obtenu par un traitement thermique réalisé par l'un des procédés suivants :

- Etuvage à la vapeur haute pression ;
- Etuvage à la vapeur basse pression ;
- Chauffage électrique ;
- Emploi de béton chaud ;
- Emploi de coffrage calorifugé.

Cette dernière solution est certainement la meilleure part, elle ne consomme pas d'énergie et d'autre part, elle assure échauffement uniforme du béton, ce qui évite l'apparition de contraintes pouvant créer des désordres.

VI.4.1 : Définition des classes de vérification :

La précontrainte est résumée grossièrement dans l'article 1.3 des règles B.P.E.L. On peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

- **Classe I** : Le béton est toujours comprimé. Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite : Parois de réservoirs circulaires ou autres enceintes étanches.
- **Classe II** : On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.
- **Classe III** : On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.
- Notre ouvrage de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, on calcule notre ouvrage en **classe II**.

VI.4.2 : Dimensionnement de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus dangereuse.

a : Précontrainte minimale

Nous proposons de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale «**P_{min}**» qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

$$P_{\min} = \text{Max}(P_1, P_2)$$

Avec :

- P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.
- P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

Les moments développés dans la section médiane à l'E.L. S sont :

- $M_{\max}$: Moment maximale sous l'effet de G+D240

$$M_{\max} = 409.97 \text{ t}$$

- $M_{\min}$: Moment minimale sous l'effet de G

$$M_{\min} = 349.73 \text{ t}$$

- $\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$

$$\Delta M = 409.97 - 349.73 = 60.24 \text{ t.m}$$

Tableau VI.1:Caractéristiques de poutre seule et de poutre avec hourdi

	B(Cm ²)	I _G (Cm ⁴)	V(Cm)	V'(Cm)	P(%)	H(Cm)
Poutre seule	4318.	6184054.4	54.4	65.5	0.	120
Poutre avec hourdi	5937.	12518039.	53.8	91.1	0.	145

b. Détermination de P_1 , P_2 , $p_{\min}$ et e_0

Le calcul se fera en classe I, donc $\sigma_{ts} = \sigma_{ti} = 0$

- **Détermination de P_1**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho H} + \frac{B}{H} (V \bar{\sigma} t_1 + V' \bar{\sigma} t_s)$$

$$p_1 = \frac{\Delta M}{\rho H}$$

Tableau VI.2 : Les valeurs de P_1 et P_2

P2	M _{max} (t)	ρ%	d '(cm)		σ _{t1} (MPa)	B _{nette}	V (cm)	V' (cm)
Valeur	409.97	41	12		-0	4318.08	54.47	65.52
P1	ΔM (t.m)	ρ%	H(m)	B _{nette}	σ _{t1} (MPa)	σ _{ts} (MPa)	V (cm)	V' (cm)
Valeur	60.24	41	120	4318.08	0	0	54.57	65.52

$$P_1 = \frac{0.6024}{0.41 \times 1.20} = 1.224 \text{ kN} = 122.4 \text{ MN}$$

• Détermination de p_2

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho B V \sigma_{t1}}{\rho V + V' - d'}$$

Pour notre cas, l'enrobage adopté est :

$$D' = h - 0.9h \longrightarrow D' = 120 - 0.9 \times 120 \longrightarrow D' = 12 \text{ cm}$$

$$p_2 = \frac{4.0997 + [0.40 \times 4318.08 \times 54.47 \times (0)]}{(0.41 \times 0.5447) + 0.6552 - 0.12} = 5.404 \text{ kN} \quad 540.4 \text{ MN}$$

Nous avons :

$$P_1 = 1.22 \text{ kN} < P_2 = 5.40 \text{ kN}$$

On constate que l'on peut pas excentrer le câble au tant qu'il serait nécessaire pour reprendre tout le poids mort. La section est donc sur critique.

D'où:

$$P_{min} = \min(P_1, P_2) = \min(1.225 \text{ MN}, 5.40 \text{ MN})$$

$$P_{min} = 5.40 \text{ MN}$$

❖ Détermination de l'excentricité ou une disposition construction des câbles

$$e_0 = -(v' - d') = -(65.52 - 12) = 53.52 \text{ cm}$$

VI.4.3 Calcul du nombre de câbles :

a) Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de p_0 avant le coulage de la dalle.

On a estimé les pertes de précontrainte à 25 % :

$$P_{\min} = 0.75 \times P_0$$

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.75} = \frac{5.40}{0.75} = 7.2 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles **12T15S** de type FREYSSINET (classe 1860) :

- Section nominal du câble = $150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$.

- $f_{\text{prg}} = 1800 \text{ Mpa}$

- $f_{\text{peg}} = 1500 \text{ Mpa}$

- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1800 = 1440 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1500 = 1350 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1350 \text{ Mpa}$$

b) Calcul du nombre de câbles:

$$n = \frac{1800}{0.68 \times 659.2} = 4.8 \text{ et } = 5 \text{ cables ; } N=5 \text{ câbles}$$

c) Vérification des contraintes en classe II

La classe II diffère de la classe I par des contraintes de traction admissible non nulles. Le calcul de la section se fait en supposant celle-ci non fissuré. Les inéquations à vérifiées sont les suivantes :

➤ Contraintes admissibles en service

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA}$$

- Sous combinaison rare

$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = -2.7 \text{ MPa}$$

- Sous combinaison permanente

$$\sigma_{cs} = 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

➤ **Contraintes admissibles en construction**

- Sous combinaison rare

$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = -2.7 \text{ MPa}$$

- Sous combinaison permanente

$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

➤ **Phases de vérification :**

- **Premier phase :**

Après le septième jour de coulage de béton, la mise en tension est de 50% des cinq câbles. Les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%. Nous prendrons dans cette phase le poids de la poutre seule et ses caractéristiques géométriques à mi-travée.

$$f_{c7} = \frac{j}{4.76 + (0.83 * j)} \cdot f_{c28} = M_{pa}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06(f_{c7}) = M_{pa}$$

$$f_{c7} = \frac{7}{4.76 + (0.83 * 7)} * 35 = 23.17 M_{pa}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 * (23.17) = 1.99 M_{pa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c7} = 0.6 * 23.17 = 13.902 M_{pa}$$

$$\sigma_{bc} = -1.5 \times f_{t7} = -1.5 * 1.99 = -2.98 M_{pa}$$

-Deuxième phase :

La mise en tension des cinq câbles est de 100% à 21 jours. Les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 15%.

$$f_{c21} = 11.64 M_{pa}$$

$$f_{t21} = 1.26 M_{pa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c21} = 6.84 M_{pa}$$

$$\sigma_{bc} = -1.5 \times f_{t21} = -1.88 M_{pa}$$

- Troisième phase :

À 28 jours, nous posons les poutres sur leurs appuis définitivement, et nous coulons l'hourdit sur place. Nous prendrons le poids de la poutre avec hourdit, vu que l'hourdis n'est pas assez encore résistant, donc on prend l'inertie de la poutre seule.

$$f_{c28} = 35 M_{pa}$$

$$f_{t21} = 2.7 M_{pa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 M_{pa}$$

$$\sigma_{bc} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 M_{pa}$$

- Quatrième phase (ouvrage à vide) :

Même hypothèses que l'étape précédente, seulement qu'on prend cette fois -ci le poids de l'ouvrage à vide (Mg), et l'inertie de la poutre avec hourdis.

Les pertes sont estimées de 25% (En exploitation la combinaison quasi permanente).

$$\sigma_{bc} = 0.5 \times f_{c28} = 17.5 M_{pa}$$

$$\sigma_{bc} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 M_{pa}$$

- Cinquième phase (ouvrage en service) :

Même données que l'étape précédente, mais l'ouvrage est en service, donc on prend la combinaison max à l'ELS, pour la poutre la plus sollicitée (G+D240). Les pertes sont estimées de 25% (En exploitation la combinaison est fréquente).

$$f_{c28} = 21 M_{pa}$$

$$-f_{t21} = -2.7 M_{pa}$$

Tableau VI.3 : Représente les phases des contraintes

Désignatio	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04	Phase 05
$\sigma_{\min}(\text{MPa})$	-2.98	-1.88	-4.05	-4.05	-2.7
$\sigma_{\max}(\text{MPa})$	13.902	6.8	21	17	21

d) Vérification des contraintes en fibre supérieure:

$$\sigma_{ts} = \frac{p_{\min}}{B} + \frac{P * e}{Ig} + \frac{M_{\min}V}{Ig} \geq \sigma_{cs} = -4.5$$

A la mise en tension, la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $G=1.387\text{t/ml}$

$$M_{\min} = M_G = \frac{GL^2}{8} = \frac{1.163 * 22^2}{8} = 70.36 \text{ t.m} = 703.6 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{5.40}{4318.08} + \frac{5.40 * (53.52) * 54.47}{61844054.49} + \frac{70.36 * 10^2 * 54.47}{61844054.49} \geq \sigma_{cs}$$

$$\sigma_{ts} = 0.063 \text{ MPA} \geq \sigma_{cs} = -4.5 \text{ MPA} \text{ Condition est vérifiée}$$

e) Vérification des contraintes en fibre inférieur

$$\sigma_{ci} = \frac{p_{\min}}{B} - \frac{P * e_0V'}{Ig} - \frac{M_{\min}V'}{Ig} \leq \sigma_{c1} = 24$$

$$\sigma_{ci} = \frac{5.40}{4318.08} - \frac{5.40 * (53.52) * 65.52}{61844054.49} - \frac{70.36 * 10^2 * 65.54}{61844054.49} \leq \sigma_{c1} = 24$$

$$\sigma_{ci} = -0.0065 \leq \sigma_{c1} = 24 \text{ Condition est vérifiée}$$

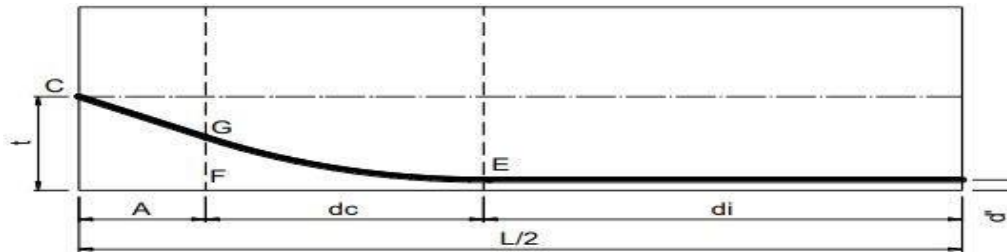
VI.5 Tracé des câbles :**VI.5.1.1 Principe :**

On dispose tous les câbles à l'about (05 câble).

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e », en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la 1ère famille sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1ère famille est compris entre 2° et 20°.

❖ **Câble d'about :**



Figures VI. 3 : trace de câble.

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $Y = a \cdot X^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y = a \cdot X^2$ pour $x = dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d')$$

VI.5.2 Application au projet :

- Câbles d'about (aux appuis) :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about. Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : trois câbles disposés verticalement.

- La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1486,4 KN.
- L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10 \text{ cm}$

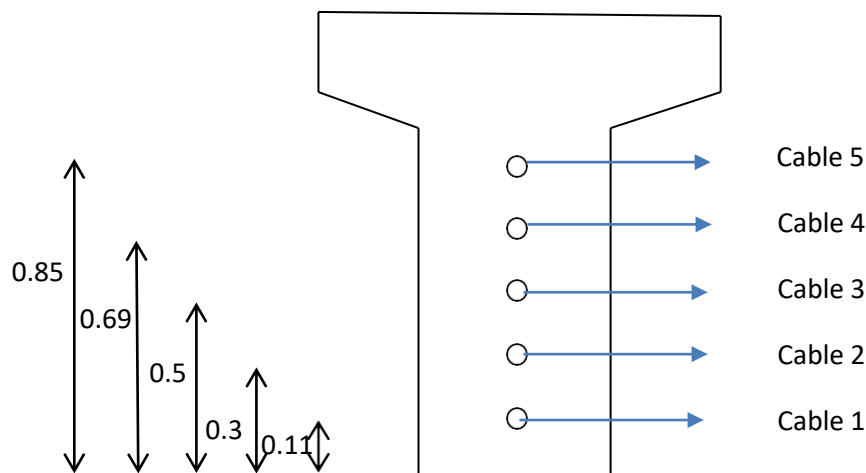
Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 + P_3 = R$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P$$

$$\sum M/\text{fibre inf} = R \times V' = P_1 \times d + P_2 \times (a' + d) + P_3 \times (2a' + d).$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :



Figures VI. 4 : Disposition des câbles.

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 2^\circ, \alpha_2 = 5^\circ, \alpha_3 = 10^\circ, \alpha_4 = 15^\circ, \alpha_5 = 20^\circ$$

Exemple de calcul :

Câble d'about :

$$d_c = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d) = d_c = \frac{2}{\tan 2} (0.11 - \tan 2 - 0.12) = -2.589 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot d_c} = \frac{\tan 2}{2 \times (-2.589)} = -0.0067$$

Tableau VI.4 : Calcule l'angle

α	2	5	10	15	20
A	-0.0067	0.020	0.038	0.059	0.081

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau. VI. 5:Disposition des câbles.

N	α	$\tan\alpha$	T(m)	D'	dc	A
1	2	0.034	0.11	0.12	-2.589	-0.006
2	5	0.087	0.30	0.12	2.13	0.020
3	10	0.176	0.50	0.12	2.31	0.038
4	15	0.69	0.69	0.12	2.26	0.059
5	20	0.89	0.89	0.12	2.24	0.081

❖ Longueur totale du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} [\ln(2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2}) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2}]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} \text{ pour les câbles de 1ere famille}$$

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 2} = 1.500 \text{ pour les câbles de 1ere famille} \right.$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times -0.0067} [\ln(2 \times (-0.0067) \times (-2.5895) + \sqrt{1 + (2 \times (-0.0067) \times (-2.589))^2}) + 2 \times (-0.0067) \times (-2.589) \sqrt{1 + (2 \times (-0.0067) \times (-2.589))^2}] = -2.5$$

Tableau. VI. 6 : Récapitulatif de logeurs des câbles.

N	Cos α	2adc	1+2adc	lc	lr	ld	Lt
1	0.999	0.031	1.031	-2.5	1.500	12.58	11.58
2	0.996	0.085	1.085	2.13	1.506	7.87	11.50
3	0.984	0.175	1.175	2.31	1.524	7.69	11.52
4	0.965	0.266	1.266	2.27	1.554	7.74	11.56
5	0.939	0.362	1.362	2.28	1.596	7.76	11.63

VI .5.3Câble moyen fictif :

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peut être remplacée par leur résultante « P » appliquée en un point (E) de la section. L'ensemble des câbles peut être assimilé pour la section a un câble unique passant au point E tangent a la ligne d'action de « P ». Le lieu de tous les points (M) le long de la poutre donne le tracé du câble dit « câble moyen fictif équivalent ». Ils se détermineront dans chaque section par le calcul de la distance « e » du centre de gravité des câbles à la fibre inférieur.

- **Section d'about :** $t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n}$
- **Section à Xm de l'appui :** $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$ avec $X_i = d_c + 1 - (X)$

À la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Exemple de calcul :**

Section d'appui : 5 câbles

Câble n° (1) : $t_1 = 0.11$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.30$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 0.50$ m

Câble n° (4) : $t_4 = 0.69$ m

Câble n° (5) : $t_5 = 0.89$ m

- **Position du câble moyen à l'about :**

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.11 + 0.30 + 0.50 + 0.69 + 0.89}{5} = 0.498$$

Section à 1m de l'appui :

$t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$ avec $X_i = d_c + 1 - (X)$

Câble n° (1) : $t_1 = 0.07$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.210$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 0.322$ m

Câble n° (4) : $t_4 = 0.42$ m

Câble n° (5) : $t_5 = 0.52$ m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.07 + 0.210 + 0.322 + 0.42 + 0.52}{5} = 0.308$$

Tableau. VI. 7: Positionnement des câbles à l'about.

Câble	Section d'about		Câble	Section à 1m d'about	
	t_i	t_{moy}		t_i	t_{moy}
1	0.11	0.498	1	0.07	0.308
2	0.30		2	0.210	
3	0.50		3	0.322	
4	0.69		4	0.42	
5	0.89		5	0.52	

- **Section médiane (0.5L) :**

$$t_1=t_2=t_3=t_4=t_5=d'=0.12\text{m}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = 0.12\text{m}$$

VI.6 Les caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

- **Composante de la précontrainte à la section d'appui :**

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :
$$\begin{cases} V = \sum p_i \cdot \sin \alpha_i = p \cdot \sum \sin \alpha \\ N = \sum p_i \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha \end{cases}$$



Figures VI. 6: Composante de la force de la précontrainte.

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z_i : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z_i = t_i).

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos \alpha_i = N \cdot Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec : $N = P \sum \cos \alpha_i$

- **Section d'about (poutre seule) :**

Tableau VI. 8 : Composante de la précontrainte à l'about (poutre seul).

N	α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	Z _i (m)	Z _i *cos α	Z _i ²
1	2	0.999	0.034	0.11	0.109	0.011
2	5	0.996	0.087	0.30	0.298	0.088
3	10	0.984	0.173	0.50	0.492	0.242
4	15	0.965	0.258	0.69	0.665	0.442
5	20	0.939	0.342	0.89	0.835	0.697
Totale	/	4.883	0.894	2.49	2.399	1.480

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.399}{4.883} = 0.491\text{m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum_i Z_i^2 n : \text{Nombre de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{5 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \times 1.480 = 1079.15 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 50.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 50.24 = 5 \times 50.24 = 251.2 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 49.1 \times 251.2 = 12333.92 \text{ cm}^3$$

Tableau VI. 9 : Caractéristique géométrique de la gaine.

Désignations	B(cm ²)	Z(cm)	S(cm ³)	I(cm ⁴)
Section brute	6675	49.1	436391.25	37453463.33
Gaine	251.2		12333.92	1079.15
Section nette	6341.25		414571.6875	33708117

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{414571.6875}{6341.25} = 65.37 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 65.37 = 54.65 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 33708117 - \frac{414571.6875^2}{6341.25} = 6604677.76 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{6604677.76}{6341.25 \times 54.65 \times 65.37} \times 100 = 29.15 \%$$

$$e_P = Z - V' = 49.1 - 65.37 = -16.27 \text{ cm}$$

Tableau VI. 10 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

V'	V	IG	ρ	E _p
65.37	54.65	6604677.76	29.154	-16.27

• **Section d'about (poutre + hourdis) :**

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Tableau VI. 11 : Caractéristiques géométrique de la gaine.

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S(cm ³)	I _B (cm ⁴)
Section brute	8841.25	49.1	729445.62	77728950.33
Gaine	251.2		12333.92	1062.44
Section nette	8399.1875		729445.62	69956055.3

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{729445.62}{8399.1875} = 86.84 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 86.84 = 58.16 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 69956055.3 - \frac{(729445.62)^2}{8399.1875} = 6605771.41 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{6605771.41}{8399.1875 \times 86.84 \times 58.16} \times 100 = 15.57\%$$

$$e_p = Z - V' = 49.1 - 86.84 = -37.74 \text{ cm}$$

Tableau VI. 12 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis.

V'	V	IG	ρ	ep
86.84	58.16	6605771.41	15.57	-37.74

• **Section à 1m de l'about :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VI.13 : Composante de la précontrainte à 1 m de l'about (poutre seul).

N°	α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	Zi (m)	Zi × $\cos \alpha$	Zi ² (m)
1	2	0.999	0.034	0.07	0.069	0.004
2	5	0.9961	0.0871	0.210	0.209	0.043
3	10	0.9848	0.173	0.322	0.317	0.100
4	15	0.9659	0.258	0.421	0.406	0.164
5	20	0.939	0.342	0.52	0.488	0.238
Totale	/	4.8847	0.8941	1.543	1.489	0.549

$$Z = \frac{\sum Z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{1.489}{4.8847} = 0.30 \text{ m}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \sum Z_i^2$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{5 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot 0.549 = 1032.38 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \pi \frac{r_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4}$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 50.24 = 5 \times 50.24 = 251.2 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 30 \times 251.2 = 7536 \text{ cm}^3$$

Tableau VI. 14 caractéristique géométrique de la gaine

Désignations	B(cm ²)	Z(cm)	S(cm ³)	I(cm ⁴)
Section brute	6675	30	436391.25	37453463.33
Gaine	251.2		12333.92	1079.15
Section nette	6341.25		414571.6875	33708117

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{414571.6875}{6341.25} = 65.37 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 65.37 = 54.63 \text{ m}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 33708117 - \frac{(414571.6875)^2}{6341.25} = 6604677.7$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{6604677.7}{6341.25 \times 54.63 \times 65.37} \times 100 = 29.16\%$$

$$e_P = Z - V' = 30 - 65.37 = -35.37 \text{ cm}$$

Tableau VI. 15 : Caractéristiques de la section à 1m de l'about sans hourdis.

V'	v	IG	P	ep
65.37	54.63m	6604677.7	29.16	= -35.37

Section à 1m de l'about avec hourdis

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées

Tableau VI. 16:Caractéristiques géométriques de la gaine l'about avec hourdis

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S (cm ³)	I _B (cm ⁴)
Section brute	8841.25	30	729445.62	77728950.33
Gaine	251.2		12333.92	1062.44
Section nette	8399.1875		729445.62	69956055.3

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{729445.62}{8399.1875} = 86.847 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 86.847 = 58.16 \text{ m}$$

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{729445.62}{8399.1875} = 86.84 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 86.84 = 58.16 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 69956055.3 - \frac{(729445.62)^2}{8399.1875} = 6605771.41 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{6605771.41}{8399.1875 \times 86.84 \times 58.16} \times 100 = 15.57\%$$

$$e_P = Z - V' = 30 - 86.84 = -56.84 \text{ cm}$$

Section médiane

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

- **Section médiane (poutre seule) :**

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum_i Z_i^2 \text{ n : Nombre de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{5 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \times 1.480 = 1079.15 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4} = 50.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 50.24 = 5 \times 50.24 = 251.2 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 49.1 \times 251.2 = 12333.92 \text{ cm}^3$$

Tableau VI. 17:Caractéristique géométrique de la gaine

Désignations	B(cm ²)	Z(cm)	S(cm ³)	I(cm ⁴)
Section brute	4545.35	49.1	297850.35	27473200.7
Gaine	251.2		12333.92	1079.15
Section nette	4318.0825		282957.833	24725880.7

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{282957.833}{4318.0825} = 65.52 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 65.52 = 54.48 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 24725880.7 - \frac{282957.833^2}{4318.0825} = 6184043.76 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{6184043.76}{6341.25 \times 54.47 \times 65.52} \times 100 = 25.32 \%$$

$$e_P = Z - V' = 49.1 - 65.52 = -23.62 \text{ cm}$$

Tableau VI. 18 : caractéristiques de section à 1m de l'about avec hourdis.

V'	V	IG	ρ	ep
65.52	54.48	6184043.76	25.32	-23.62

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 19: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

N	α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	Zi(m)	Zi*cos α	Zi ²
1	2	0.999	0.034	0.11	0.109	0.011
2	5	0.996	0.087	0.30	0.298	0.088
3	10	0.984	0.173	0.50	0.492	0.242
4	15	0.965	0.258	0.69	0.665	0.442
5	20	0.939	0.342	0.89	0.835	0.697
Totale	/	4.883	0.894	2.49	2.399	1.480

Tableau VI. 20 : Composantes de la précontrainte à la médiane (poutre seul).

$\sum \cos \alpha$	Zi(m)	Zi*cos α	Zi ² (m)	I _g ^(B) (cm ⁴)	Z(cm)	S(cm ³)
2.9468	2.49	2.399	1.480	6184043.76	41.9	282957.833

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Tableau VI. 21: Caractéristiques géométrique de la gaine.

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S(cm ³)	I _B (cm ⁴)
Section brute	6250.35	49.1	569838.2	68746714.33
Gaine	251.2		12333.92	1062.44
Section nette	5937.8325		541346.29	61872042.9

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{541346.29}{5937.8325} = 91.16 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 91.16 = 53.83 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 69956055.3 - \frac{(541346.29)^2}{5937.8325} = 20602051.85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{20602051.85}{5937.8325 \times 53.83 \times 91.16} \times 100 = 70.70\%$$

$$e_P = Z - V' = 49.1 - 91.16 = -49.26 \text{ cm}$$

Tableau VI. 22 : récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis
B(cm²)	6341.25	8399.18	6341.25	83.99.18	4318.08	5937.83
V'(cm)	65.52	86.84	65.37	86.84	65.52	91.16
V(cm)	54.48	58.16	54.65	58.16	54.47	53.83
I_g(cm⁴)	6604677.76	58.166605771.41	6604677.7	6605771.41	6184043.76	20602051.85
ρ (%)	29.15	15.57	29.16	15.57	25.32	70.70
e_p (cm)	-16.27	-37.74	-35.37	-56.84	-23.62	-49.26

VI.7 : Les pertes de tension

VI.7.1. Introduction

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, chutes de tension et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension, ces pertes et chutes sont les suivantes :

- **Pertes instantanées** : Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :
 - Pertes par frottement.
 - Pertes par recul d'ancrage.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- **Pertes différées** : Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :
 - Retrait de béton.
 - Relaxation des aciers.
 - Fluage du béton.
 -

VI.8 : Les pertes différées

Elles sont dues à évaluation dans le temps de l'état de déformation et de contrainte des matériaux, en présence, retrait, fluage du béton et relaxation des aciers.

VI.8.1 : Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, qu'a pour conséquence de détendre les armatures, donc chute de tension.

La perte de tension engendrées par le retrait est donnée par :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E$$

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{p_{min}} : \text{Rayon de section}$$

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91 Art.2.1.51 »

Section about:

$$r_m = \frac{4318.08}{540.4} = 7.99 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{6341.25}{540.4} = 11.73 \text{ cm}$$

Perte dans les câbles :**Section d'about :**

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 7.99} = 0.16$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.16] \times 2 \times 10^5 = 50.4$$

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 11.73} = 0.11$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.11] \times 2 \times 10^5 = 53.4$$

Tableau VI. 30: Valeur des pertes due au retrait de béton.

Section	0.00L	0.25L	0.50L
$\Delta\sigma_r(\text{Mpa})$	50.4	53.4	53.4

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x = 0.5L) est égale à :

$$\sigma_{or}^{moy} = 53.4 \text{ MPA.}$$

VI.8.2 : Perte due à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

- À relaxation normale, RN.
- À très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, faite choisir en général les aciers TBR.

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\sigma_{sp} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation des aciers à 1000 heures en % = 3.2%

u_0 : 0.43 pour les armatures de très basse relation.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après tout perte instantanée

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa.}$

$\sigma_{p0} = 1479 \text{ MPa}$.

- Perte dans les câbles :

Exemple de calcul :

$$\sigma_{pi} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\sigma_{pi} = \frac{6}{100} \times 3.2 \times \left(\frac{1351.4}{1800} - 0.43 \right) \times 1351.4 = 83.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{6}{100} \times 3.2 \times \left(\frac{898.21}{1800} - 0.43 \right) \times 898.21 = 11.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{6}{100} \times 3.2 \times \left(\frac{1363.32}{1800} - 0.43 \right) \times 1363.32 = 85.69$$

.

Tableau VI. 31: perte par relaxation des câbles.

Section	0.00L	0.25L	0.50L
Abscisse (m)	0	5.5	11
$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1351.4	898.21	1363.32
$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	83.23	11.90	85.69

VI.8.3 : Perte dues au fluage

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L91 est donnée par la formule suivante

$$\sigma_{fl} = \left(\sigma_b + \sigma_M \right) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

- Perte dans les câbles :

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = 0.5 L$) :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues donc:

$$B_{d'about} = 6341.25 \text{ cm}^2 ; B_{médiane} = 4318.08 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 30$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$E_{p d'about} = -16.27 ; e_{p median} = -23.62$$

$$I_{G d'about} = 6604677.76 \text{ cm}^4 ; I_{G médiane} = 6484043.76 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.163 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{q(l/2)^2}{8} = \frac{1.163 \times 11}{8} = 17.59 \text{ t.m}$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot \phi}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{17.59 \times (-23.62) 10^4}{6484043.76} + 5 \times 1800 \frac{1363.32}{4318.08 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4318.08(-23.62)^2}{6484043.76}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = 38.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M(0.25L) = \frac{17.59 \times (-23.62) 10^4}{6484043.76} + 5 \times 1800 \frac{898.21}{4318.08 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4318.08(-23.62)^2}{6484043.76}\right)$$

$$\sigma_M(0.25L) = 25.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M(0L) = \frac{17.59 \times (-23.62) 10^4}{6484043.76} + 5 \times 1800 \frac{1351.4}{4318.08 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4318.08(-23.62)^2}{6484043.76}\right)$$

$$\sigma_M(0L) = 9.3945 \text{ MPa}$$

D'après le **B.P.E.L 91, [art3.3.24]** la perte différée totale « Δd » est égale à :

$$\sigma_{sd} = \sigma_r + \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \sigma_p$$

$$\sigma_{sd} = 50.4 + \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 83.23 = 119.75 + \sigma_{fl}$$

$$\sigma_{sd} = 53.4 + \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 11.90 = 63.31 + \sigma_{fl}$$

$$\sigma_{sd} = 53.4 + \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 85.69 = 124.80 + \sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot \phi}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_{pi} - \sigma_{sd} = \sigma_{p\infty} : \text{tension finale à la section médiane.}$$

On remplace dans la formule (1) devient alors :

$$\sigma_{\sigma fl}(0.5L) = \left[2 \sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{\sigma d}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\sigma_{\sigma fl}(0.5L) = \left[2 \times 75.01 - 5 \times 1800 \times \frac{17.59}{6341.25 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{6341.25 \cdot (-23.62)^2}{6604677.75} \right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{34179.55}$$

$$\sigma_{\sigma fl}(0.5L) = 147.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\sigma fl}(0.25L) = \left[2 \times 50.57 - 5 \times 1800 \times \frac{17.59}{6341.25 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{6341.25 \cdot (-23.62)^2}{6604677.75} \right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{34179.55}$$

$$\sigma_{\sigma fl}(0.25L) = 98.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\sigma fl}(0L) = \left[2 \times 72.966 - 5 \times 1800 \times \frac{17.59}{4318.08 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4318.08 \cdot (-16.27)^2}{6184054.49} \right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{34179.55}$$

$$\sigma_{\sigma fl}(0L) = 142.43 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 32: Perte par fluage $\sigma_{\sigma fl}(x)$ dans les câbles.

Section	0L	0.25L	0.50L
Abscisse	0	5.5	11
$A\sigma_d(x)$ (Mpa)	119.75 + $\sigma_{\sigma fl}$	63.31 + $\sigma_{\sigma fl}$	124.80 + $\sigma_{\sigma fl}$
Mg (t.m)	17.59	17.59	17.59
$\sigma_{\sigma fl}(x)$ (Mpa)	147.83	98.95	142.43
$\sigma_{pi}(x)$ MPA	1363.32	898.21	1351.4
$\sigma_M(x)$ MPA	38.24	25.14	9.39

VI.8.4 : Pertes différées totales et tension finale probable

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante

$$\sigma_{\sigma d} = \sigma_{\sigma} + \sigma_{\sigma fl} + \frac{5}{6} \sigma_{\sigma p}$$

$$\sigma_{\sigma d} = 50.4 + 147.83 + \frac{5}{6} \times 83.23 = 267.58$$

$$\sigma_{\sigma d} = 53.4 + 98.95 + \frac{5}{6} \times 11.90 = 162.2$$

$$\sigma_{\sigma d} = 53.4 + 142.43 + \frac{5}{6} \times 85.69 = 267.23$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 33 : Pertes différées totales dans différentes sections.

Section	0L	0.25L	0.50L
Abscisse	0	5.5	11
σ_{p0} (Mpa)	83.23	11.90	85.69
$A\sigma_d(x)$ (Mpa)	267	162.2	267.23

VI.8.5 : La tension finale probable

Le pourcentage de pertes :

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \sigma_{diff}(x).$$

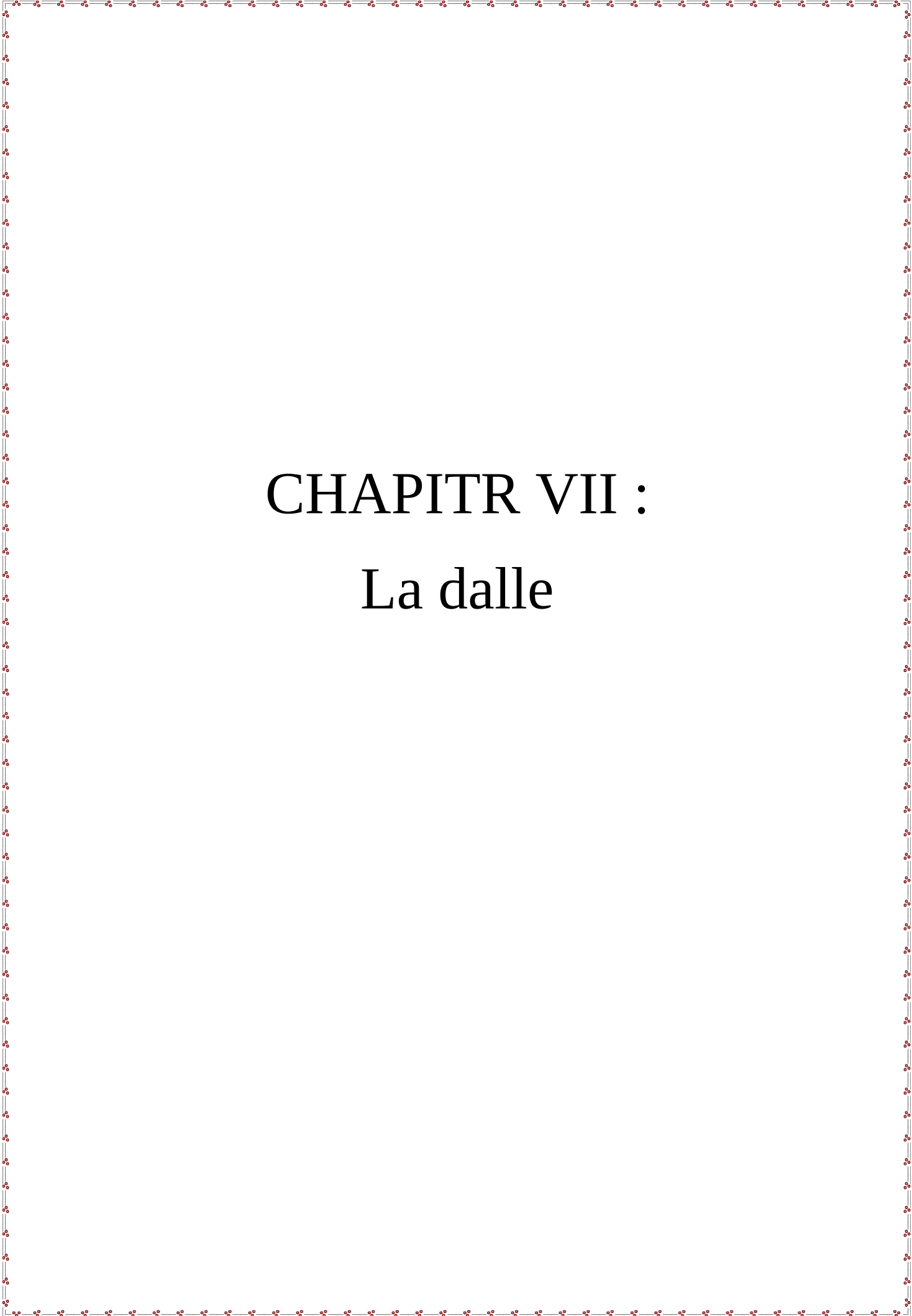
$\sigma_{pi} - \sigma_{sd} = \sigma_{p\infty}$: tension finale à la section médiane.

Tableau VI. 34: Pourcentage des pertes.

Section	0L	0.25L	0.50L
Abscisse	0	5.5	11
$\sigma_{pi\text{moy}}$ (MPa)	1363.32	898.21	1351.4
σ_{diff} (MPa)	119.75	63.31	1044.24
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1083	1187.8	1082.77
%perte	19.7	12.01	19.7
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.9 : Conclusion

Après les vérifications des contraintes, on a ferrailé (ferrailage passif) les poutres de notre pont, afin d'assurer que la flèche des poutres en service reste sous la valeur admissible exigée par le **BAEL**, **BPEL**. La tension à l'origine et les contraintes du béton dans les fibres supérieure inférieure sont inférieure de la contrainte admissible.



CHAPITR VII :

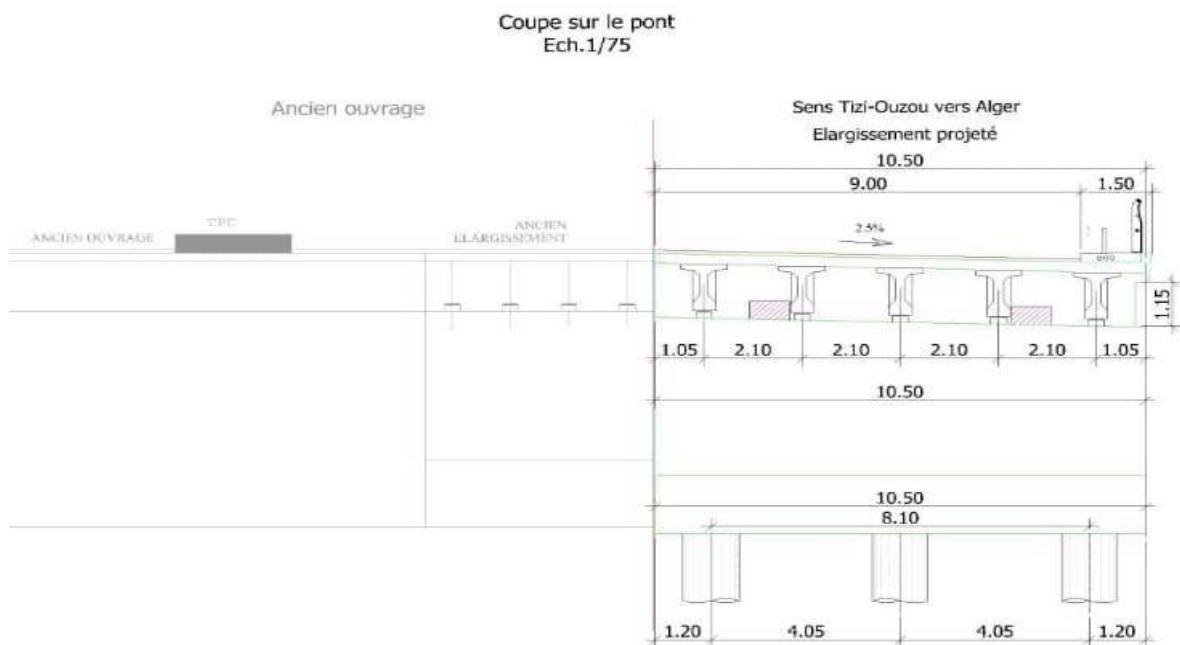
La dalle

VII.1 : Introduction

La dalle en béton armé sert à répartir les charges sur les poutres de pont. Ce diaphragme est destiné à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. Les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local.

VII.2 : Etude de l'hourdis

Le ferrailage sera fait sous le moment max dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'ELU et l'ELS.



Figures VII. 1: Coupe transversale de tablier.

VII.3 : Ferrailage Transversale

La dalle travaille en flexion simple, pour la ferrailler on considère la section transversale de la dalle de hauteur h et de largeur b :

$h = 25 \text{ cm}$, la hauteur utile d : $d = h - C_d$; $d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$.

Tableau VII.1 : récapitulatif des efforts

	Moment max sens longitudinal				Moment max sens transversal			
	M_{y-y}				M_{x-x}			
	ELU (T.m)		ELS (T.m)		ELU (T.m)		ELS (T.m)	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
Sous surcharge	1.34	-8.43	0.99	-6.89	6.55	-10.54	5.59	-7.45

VII.3.1 : Ferrailage en travée

Après modélisation de la dalle, on a eu les résultats suivants :

- **ELU** : Les résultats obtenus avec robot à l'ELU sont comme suit :

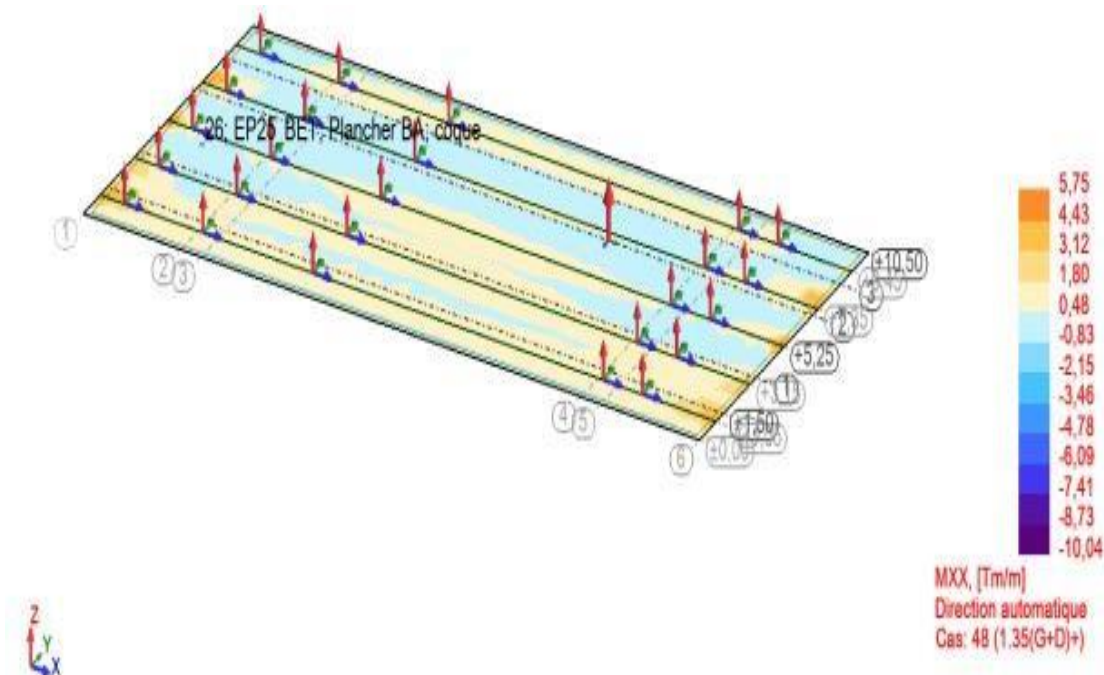


Figure.VII.2 : Le moment Max M_{xx} à L'ELU donné par robot.

$$M_u = 10.54 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.8 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{10.54}{100 \times 10^{-2} \times 22^2 \times 10^{-2} \times 19.8 \times 100} = 0.1$$

$\mu < 0.392$ (Fe 500) donc A' n'existe pas (section simplement armée).

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}}{0.8} = 0.13$$

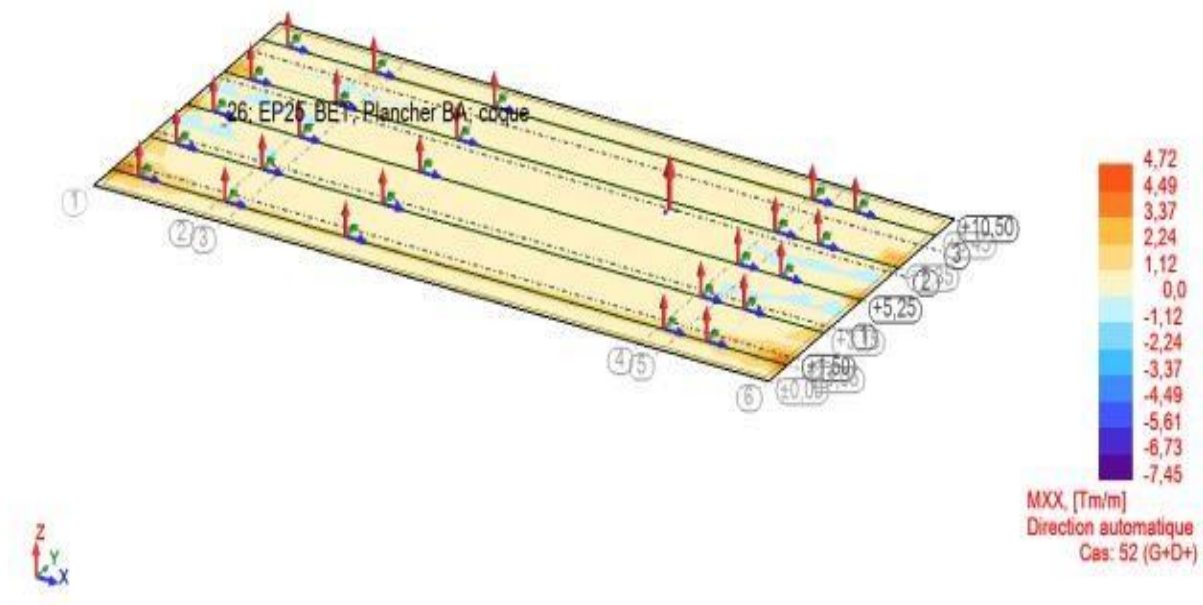
$$Q = 1 - 0.4a = 1 - (0.4 \times 0.13) = 0.947$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Q \times d \times \sigma_s} = \frac{10.54}{0.947 \times 22 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 11.63 \text{ cm}^2$$

On prend 8HA14 (soit 12.32 cm²)

➤ **ELS** : Les résultats obtenus avec robot à l'ELS sont comme suit :



Figures VII. 3: Le moment Max M_{xx} à L'ELS donné par robot.

$$M_{S \max} = 7.45 \text{ T.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} : \text{Les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right)$$

$$f_{tj} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \min(333.33; 228.63)$$

$$\mu_s = \frac{7.45}{1 \times 0.22^2 \times 228.63} = 0.0067$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0067}}{0.8} = 0.0075$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.50) = 0.997$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.22 \times 0.997 = 0.219$$

$$A_s = \frac{M_{Smax}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{7.45}{0.219 \times 228.63} \times 10^2 = 14.87 \text{ cm}^2$$

On prend 8HA16 (soit 16.08 cm²)

➤ On vérifier la condition de non fragilité C.N.F (en travée):

$$A_{CNF} \geq (0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}) b \times d$$

$$A_{CNF} \geq 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u, A_s, A_{CNF}) = 14.87 \text{ cm}^2$$

VII.3.2 : Vérification des contraintes entravée :

a. Le béton :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 14.87}{100} = 2.23 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 \times 2.23 \times 22 = 98.12 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.23 + \sqrt{(2.23)^2 + 98.12} = 7.92$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 7.92^3}{3} + 15 \times [14.87 \times (22 - 7.92)^2]$$

$$= 6207965. \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Smax}}{I} \times y_1 = \frac{7.45}{620796.5} \times 7.92 \times 10^4 = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.95 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.9 < \sigma_b = 21; \text{ la condition est vérifiée}$$

b. Acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{Smax}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{7.45}{620796.5} \times (22 - 7.92) \times 10^4 = 24.3 \text{ MPa}$$

• Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 500 ; 110 (1.6 \times 2.7)^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min(333.333 ; 228.6)$$

$$\sigma_s = 2.6 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Espacement max :**

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (C.V)$$

VII.3.3 : Le ferrailage des appuis

➤ **ELU**

$$M_u : 5.75 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * 35}{1.5} = 19.8 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d * f_{bc}} = \frac{5.75}{1 * 0.22^2 * 19.8 * 100} = \frac{5.75}{0.95832} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 \leq 0.392 \text{ (Fe500) donc A n'existe pas.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.969$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = A_s = \frac{5.75}{0.969 * 0.22 * 434} 10^2 = 6.273 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA16 (soit 12.06 cm²)

➤ **ELS :**

$$M_{S_{\max}} = 4.72 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S_{\max}}}{b * d^2 * \overline{\sigma}_{st}} ; \text{ Les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.7)} \right\} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{3.22}{100 \times 10^{-2} \times 22^2 \times 10^{-2} \times 228.63 \times 100} = 0.004$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}}{0.8} = 0.0050$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0050 = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.22 \times 0.998 = 0.21$$

$$A_s = \frac{M_{s,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{4.72}{0.21 \times 228.63} \times 10^2 = 9.83/\text{ml}$$

On prend 8HA14 (soit 12.32 cm²)

➤ **Vérifier la condition de non fragilité (en appuis):**

$$A_{min} \geq (0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}) b \times d; \quad A_{min} \geq (0.23 \times \frac{f_{2.7}}{500}) 1 \times 0.22$$

$$A_{cnf} = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u, A_{CNF}) = 9.83 \text{ cm}^2$$

VII.3.4 : Vérification des contraintes aux appuis

a. Le béton :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.83}{100} = 1.47 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 \times 1.47 \times 22 = 64.87$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.47 + \sqrt{1.47^2 + 64.87} = 6.71$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 6.71^3}{3} + 15[9.83(22 - 6.71)^2] = 35972.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s,max}}{I} \times y_1 = \frac{4.72}{35972.2} \times 6.71 = 8.80 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c_j} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.80 < \sigma_b = 18 \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

b. Acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{s,max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4.72}{35972.2} \times (22 - 6.71) \times 10^3 = 30.09 \text{ MP}$$

➤ Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.7)^{\frac{1}{2}} \right\} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 30.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa}$$

➤ Espacement max :

$$e \leq \min(3h; 25 \text{ cm}) = \min(60; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

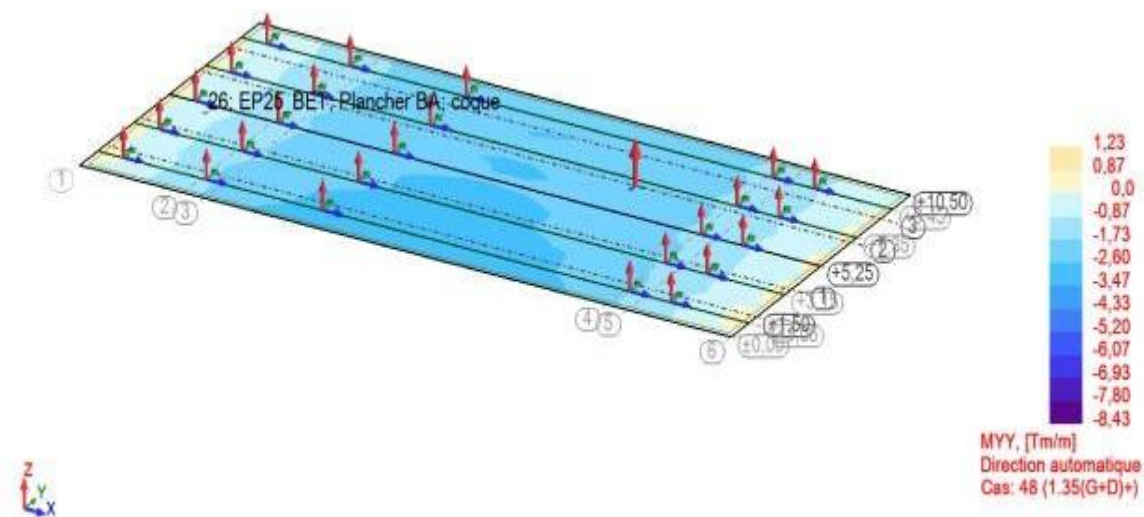
$$e = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm (C.V)}$$

VII.4 Ferrailage longitudinal :

VII.4.1 : Ferrailage en travée

➤ **ELU** : Les résultats obtenus avec rebot à l'ELU sont comme suit :

Les résultats obtenus à l'ELU avec rebot sont comme suit



Figures VII. 4:Le moment Max M_{yy} à L'ELU donné par robot.

$$M_{u \max} = 8.43 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{8.43}{100 \times 10^{-2} \times 22^2 \times 10^{-2} \times 17 \times 100} = 0.10$$

$\mu < 0.392$ (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}}{0.8} = 0.13$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.13 = 0.947$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.22 \times 0.947 = 0.20$$

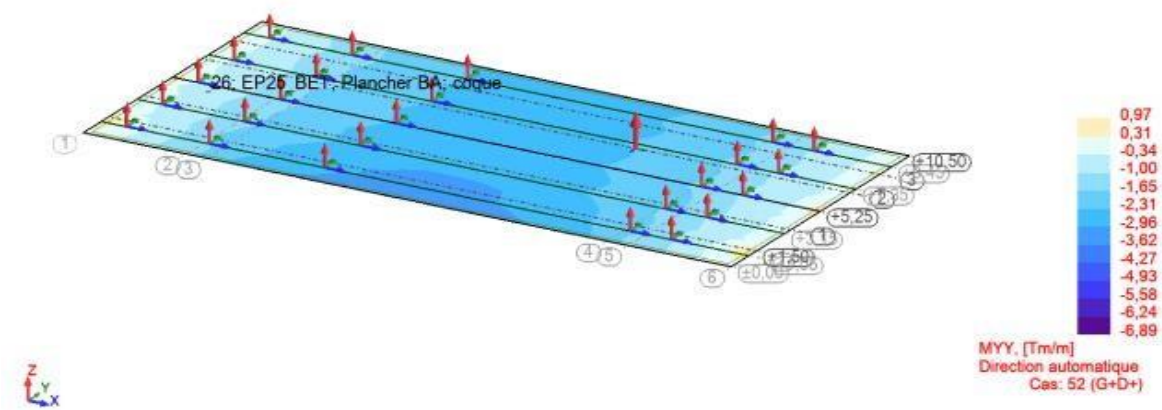
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.7 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{8.43}{0.20 \times 434.7} \times 10^2 = 9.6 \text{ cm}^2$$

On prend 8 HA14 (10.78cm²)

➤ **ELS :** Les résultats obtenus avec rebot à l'ELS sont comme suit :

Les résultats obtenus à l'ELS avec rebot sont comme suit :



Figures VII. 5: Le moment M_{yy} à L'ELS donne par robot.

$$M_{S,max} = 6.89 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min\left\{\frac{2}{3} \times 500; 110\sqrt{(1.6 \times 2.7)}\right\} = 228.6 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{6.89}{100 \times 10^{-2} \times 22^2 \times 10^{-2} \times 228.6} = 0.006$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}}{0.8} = 0.0075$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0075 = 0.997$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.22 \times 0.997 = 0.21$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{6.89}{0.21 \times 228.6} \times 10^2 = 14.52 \text{ cm}^2/ml$$

On prend 8HA16(16.08cm²)

VII.4.2 : Ferrailage aux appuis longitudinal

➤ ELU :

$$M_{u \max} = 1.23 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.8 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.23}{100 \times 10^{-2} \times 22 \times 10^{-2} \times 19.8} = 0.01$$

$\mu < 0.392$ (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}}{0.8} = 0.012$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.012 = 0.995$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.22 \times 0.995 = 0.218$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{s \max}}{z_1 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{1.23}{0.21 \times 434.78} \times 10^2 = 1.29 \text{ cm}^2$$

On prend 8HA12(7.92 cm²)

➤ ELS :

$$M_{S \max} = 0.97 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S \max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min\left\{\frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.7)}\right\} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{0.97}{100 \times 10^{-2} \times 22 \times 10^{-2} \times 228.63} = 0.08$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}}{0.8} = 0.104$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.104 = 0.958$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.22 \times 0.958 = 0.21$$

$$A_s = \frac{M_{S \max}}{z_1 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{0.97}{0.21 \times 228.63} \times 10^2 = 1.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

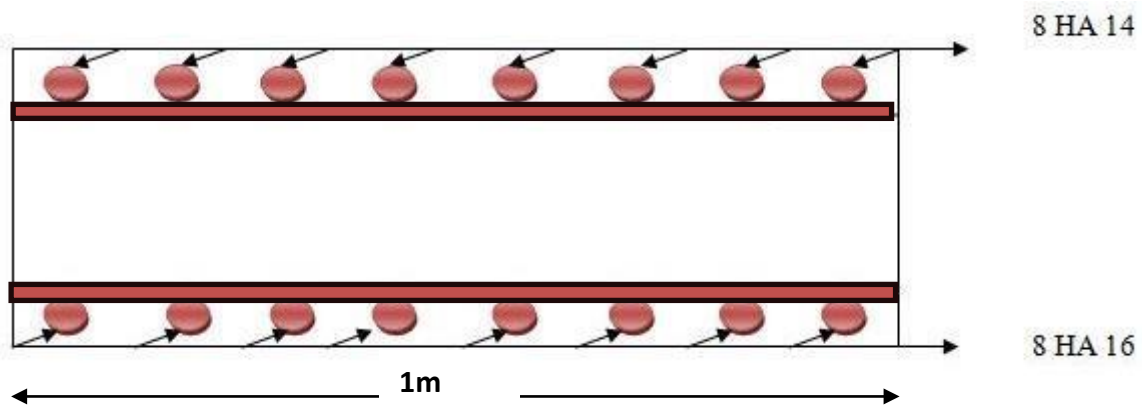
On prend 8HA12(7.92 cm²)

VII.4.3: Ferrailage général de la dalle

➤ Les armatures transversales :

Le ferrailage transversal de la dalle est présenté sur la figure VII.6 :

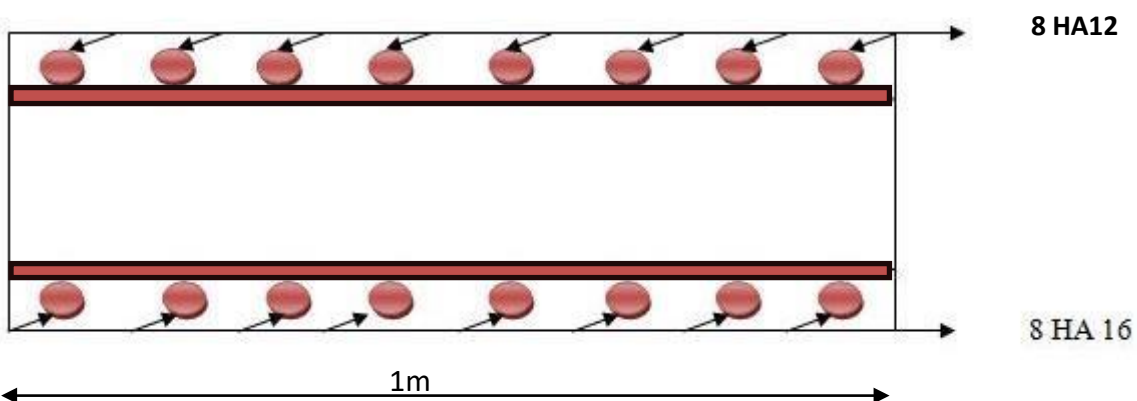
Armatures en travée	Armatures aux appuis
8 HA 16 espacée de 14 cm	8HA 14 espacée de 14cm



Figures VII. 6: Ferrailage de la dalle dans le sens transversal.

➤ Les armatures longitudinales :

Armatures en travée	Armatures aux appuis
8HA 16 espacée de 14.0cm	8HA 12 espacée de 14cm



Figures VII. 7: Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal.

VII.5 : La conclusion

Ainsi, le ferrailage de la dalle est fait sous le moment max longitudinal et transversal dû à la flexion simple, ils résultent des combinaisons les plus défavorables à l'ELU et l'ELS. Les schémas de ferrailage longitudinal et transversal de la dalle sont bien présentés.

Conclusion générale

Cette étude, nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances en passant par les points suivants :

- Dans la partie de la conception, nous avons essayé de répondre au problème du choix de la variante la plus satisfaisante.
- L'ensemble des éléments principaux a été dimensionné notamment la poutre conformément aux directives imposées par la réglementation.
- La répartition des efforts longitudinaux dus aux charges et surcharges déterminées par la méthode des éléments finis nous a permis de déduire la poutre la plus sollicitée.
- A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte. Les câbles sont mis en tension suivant les phases de construction.
- Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée.
- Toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes admissibles.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Résumé

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint par la pré-tension. Nous essayons de faire l'étude d'un pont isostatique à poutres multiples en béton précontraint franchissant **Oued SEBT PK 39 +300** Wilaya de **Tizi-Ouzou**, qui sera réalisé par la Société Algérienne des **Ponts et Travaux d'Arts (S.A.P.T.A)**.

L'objet de ce mémoire de fin d'études consiste à étudier l'ouvrage d'art 1. En effet, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composant ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel Auto desk Robot Structural Analysais Professional, ensuite les résultats obtenus ont été élaboré dans des modèles capables de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions ainsi les différents éléments composant la structure.

Mots clés : Ponts, Précontraint, Pré-tension, Robot.

Bibliographie

Les cours

- ✓ Cours Béton Précontraint, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, F. GHANEM UMMTO
- ✓ Cours de Dimensionnement des Ponts 1, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, N. MILOUDI UMMTO.
- ✓ Cours Ouvrage en Béton, Master 1 Voies et Ouvrage d'Arts Mme BELHOCINE UMMTO.

Les Mémoires

« Étude d'un pont route droit à poutres multiples en béton précontraint »

- étudier par : **ALLILECHE** Arezki et **DERMECHE** Sihem.
- encadré par : Mme **GHANEM** Fadhila
- promotion 2019/2020 à L'UMMTO.

« Étude d'un pont route droit à poutres multiples en béton précontraint »

- étudier par : **ALI** Kasi
- encadré par : Mme **O.HELLAL** Sfaksi
- promotion 2019/2020 à L'UMMTO.

« Étude d'un viaduc en encorbellement sur le barrage de TAKSEBT »

- étudier par : **MAKHLOUFI** Neoufel et **TOUATI** Mouloud
- encadré par : **MAKHLOUFI** Farid
- promotion 2019/2020 à E.N.T.P

« Étude d'un pont route droit à poutres multiples en béton précontraint »

- étudier par : **HAMITOUCHE** Karim
- encadré par : **BELHOCINE** Malika
- promotion 2021/2022 à L'UMMTO.

« Étude d'un pont routier en béton précontraint »

- étudier par : **MANA** Hamza **et** **LAFANI** Mahdi
- encadré par : **ABDMEZIANE** Nabil
- promotion 2017/2018à BBA

Logiciels :

✓ Word, Excel, Auto CAD 2009, Robot 2014

Les sites :

<http://google.com/search?q=pont-a+voutes+pdf>

<http://www.jincontent.com>

<http://technologie-sciarretta.ovh>

<http://fr.scribd.com>

<http://www.techno-science.net>

<http://www.editions-eyrolles.com>

<http://www.technique-ingenieur.fr>

<http://www.notech.franceserv.com>

<http://www.univ-usto.dz>

<http://www.genicivilpdf.com>

<http://www.staff.univ-batna.dz>