

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Projet de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme  
De Master en Travaux Publics,  
Option : Voies et Ouvrages d'Arts.*

**Thème :**

*Etude du tablier d'un pont reliant les deux  
rives sur oued dit ASSIF : CW128 et la  
route vers BOUMAHNI.*

*Proposé par : ENGOA*

**Rédigé par :**

Mr HAMITOUCHE Karim

**Membres de jury :**

✚ Mme HELLAL. O

✚ Mr SAHOUI. H

**Encadrée par :**

Mme BELHOCINE. M

Promotion 2021-2022

# *Remerciements*

*Avant tout je remercie **DIEU** le tout puissant de m'avoir accordé la force et la patiente nécessaire pour finir ce travail.*

*Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance ainsi mes tout sincères remerciement à ma promotrice madame **BELHOCINE** de m'avoir encadré, dirigé et soutenue tout au long de ce travail.*

*Je remercie en particulier mon **père et ma mère** pour tous les sacrifices qui ont fourni afin que je réussisse mes études. Egalement mes chers **frères et sœurs** qui savent toujours m'épauler, Ainsi que tous leurs fils.*

*A la mémoire de mon grand-père Belkacem et ma **tente Fadhma** ainsi ma **tente Dahbia** (Thachalalt) paix à leurs âmes.*

*Je tiens également à remercier les **membres du jury** qui feront l'honneur de jugé notre travail.*

*Ce travail est dédié à tous les enseignants de la faculté Génie de Construction plus précisément ceux de la spécialité **Travaux Publics.***

*Au final je remercie l'ensemble de mes amis qui mon soutenue de près ou de loin plus particulièrement : **Meriem, Rabah, Nordine, Aghiles, Massi, Chavane, Aziz, Kamel, Nassim, Ahmed.***

***Karim HAMITUCHE***

# *Liste des notations et symboles*

$f_{cj}$ :	Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.
$f_{tj}$ :	Résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité du béton.
$f_{bu}$ :	Résistance caractéristique du béton à l'ELU.
$\overline{\sigma}_{bc}$ :	Contrainte limite de compression du béton.
$E_{ij}$ :	Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.
$E_{vj}$ :	Module d'élasticité longitudinal différé du béton.
$f_e$ :	Limite élastique des aciers passifs.
$E_s$ :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier passif.
$\overline{\sigma}_s$ :	Contrainte limite de traction de l'acier passif.
$E_p$ :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité de l'acier.
$f_{prg}$ :	Limite de rupture garantie des aciers actifs.
$f_{peg}$ :	Limite élastique garantie des aciers actifs.
$f$ :	Coefficient de frottement en courbe.
$A_p$ :	Section des aciers actifs
$\emptyset$ :	Diamètre de la gaine.
$\varphi$ :	Coefficient de frottement en ligne.
$\rho_{1000}$ :	Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.
$h_p$ :	Hauteur de la poutre.
$e_p$ :	Épaisseur de l'âme.
$B$ :	Section brute.
$b$ :	Largeur de la table de compression
$V'$ :	Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.
$V$ :	Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.
$I$ :	Moment d'inertie de la section.
$\rho$ :	Coefficient de rendement géométrique de la section.
$i^2$ :	Rayon de giration.
$\rho_b$ :	Masse volumique du béton.
$l_c$ :	Largeur chargeable.

$l_v$ :	Largeur d'une voie.
$a_1$ :	Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
$a_2$ :	Coefficient dépendant de la largeur de la voie.
$G$ :	Charge permanente.
$b_c$ :	Coefficient de pondération du convoi Bc.
$n$ :	Nombre de voies.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\delta$ :	Coefficient de majoration dynamique (poutre).
$\delta'$ :	Coefficient de majoration dynamique (dalle).
$R$ :	Résultantes des charges.
$T$ :	Effort tranchant.
$P_K$ :	Charge critique.
$X_c$ :	Section dangereuse.
$\Omega$ :	Aire de la ligne d'influence.
$r$ :	La valeur de la rigidité de l'entretoise.
$\alpha$ :	Paramètre de torsion.
$\theta$ :	Paramètre d'entretoisement.
$V$ :	Espacement des poutres.
$U$ :	Espacement des entretoises.
$\gamma_p$ :	Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.
$\gamma_E$ :	Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
$I_p$ :	Moment d'inertie propre de la poutre principale.
$I_E$ :	Moment d'inertie propre de l'entretoise.
$K_a$ :	Coefficient de répartition transversale.
$2b$ :	Largeur active.
$n$ :	Nombre de poutres.
$\rho_p$ :	Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
$\rho_E$ :	Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
$P_{min}$ :	Précontrainte minimale.
$P_I$ :	Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.
$P_{II}$ :	Valeur caractéristique minimale de la précontrainte.
$B_n$ :	Section nette.
$B_{br}$ :	Section brute.
$I_n$ :	Moment d'inertie de la section nette.

$I_{br}$ :	Moment d'inertie de la section brute.
$\sigma_{bt1}$ :	Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.
$\overline{\sigma_{bt2}}$ :	Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.
$P_0$ :	Effort à l'origine.
$n$ :	Nombre de câbles
$\sigma_{sup}$ :	Contrainte sur la fibre supérieure.
$\sigma_{inf}$ :	Contrainte sur la fibre inférieure.
$V$ :	Effort tranchant limite.
$V_M$ :	Effort tranchant maximum (en charge).
$r_m$ :	Rayon moyen de la pièce.
$(\Delta\sigma_p)_p$ :	Perte due à la relaxation de l'acier.
$(\Delta\sigma_p)_{flu}$ :	Perte due au fluage du béton.
$(\Delta\sigma_p)_r$ :	Perte due au retrait du béton.
$\Delta\sigma_i$ :	Pertes instantanées.
$\Delta\sigma_d$ :	Pertes différées.
$\sigma_{bt}$ :	Contrainte admissible de traction.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte admissible de compression.
$\sigma_x(y)$ :	Contrainte normale longitudinale.
$S(y)$ :	Moment statique / au centre de gravité de la poutre.
$N_{bt}$ :	Contrainte de traction dans le béton.
$P_m$ :	Valeur probable de la précontrainte.
$S_t$ :	Espacement des armatures transversales.

# Liste des figures

## Chapitre I :

Figure I.1 : Différents éléments d'un pont.....	4
Figure I.2 : Formes du tablier d'un pont.....	5
Figure I.3 : Différente partie d'un pont à poutre .....	6
Figure I.4 : pont à poutre treillis.....	6
Figure I.5 : Différente partie d'un pont en arc. ....	7
Figure I.6 : Différente partie d'un pont à béquille. ....	7
Figure I.7 : Différente partie d'un pont à câble.....	8
Figure I.8 : Différente partie d'un pont à hauban.....	8
Figure I.9 : Différente partie d'un pont en voûte. ....	8
Figure I.10 : Les grands systèmes de pont en fonction du porté.....	9
Figure I.11 : Principe de la précontrainte.....	12
Figure I.12 : Méthode de la précontrainte par : post tension.....	12
Figure I.13 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension.....	13
Figure I.14 : Étapes de réalisation de la précontrainte par pré-tension.....	13
Figure I.15 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension.....	14

## Chapitre II :

Figure II.1 : Location de notre ouvrage (Google Earth).....	16
Figure II.2 : Tracé en plan.....	18
Figure II.3 : Vu en plan d'en haut. ....	18
Figure II.4 : Profil en long (coupe longitudinale). ....	19
Figure II.5 : Profil en travers (coupe transversale).....	19
Figure II.6 : Carte de la zone sismique de l'Algérie (RPOA 99 VERSION 2003).....	21
Figure II.7 : Classification des ponts selon la portée .....	25

## Chapitre III :

Figure III.1 : Diagramme de contrainte-déformation.....	28
Figure III.2 : Fils pour la précontrainte.....	31
Figure III.3 : Torons de la précontrainte.....	32
Figure III.4 : Barres de la précontrainte.....	33
Figure III.5 : Diagramme contrainte-déformation pour les fils tréfilés et torons.....	34

Figure III.6 : Diagramme contrainte-déformation pour les fils trompés et les barres.....	35
--	----

#### **Chapitre IV :**

Figure IV.1 : éléments d'une poutre.....	39
Figure IV.2 : Dimension de la section adoptée. ....	40
Figure IV.3 : Equipement du pont (superstructure). ....	42
Figure IV.4 : Section de la poutre seule. ....	43
Figure IV.5 : Poutre avec hourdis. ....	44
Figure VI.6 : Section de la poutre seule. ....	45
Figure IV.7 : Poutre avec hourdis. ....	46
Figure IV.8 : Section de la poutre seule. ....	47
Figure IV.9 : Section de la poutre médiane avec hourdis. ....	48

#### **Chapitre V :**

Figure V.1 : Système A(l) .....	53
Figure V.2 : Système Bc. ....	55
Figure V.3 : Système Bt .....	57
Figure V.4 : Système Br .....	58
Figure V.5 : Système MC120.....	59
Figure V.6 : Convoi type D240.....	60

#### **Chapitre VI :**

Figure VI.1 : Logo logiciel Autodesk Robot Structural Professional. ....	63
Figure VI.2 : Définition des axes (X ; Y ; Z) .....	65
Figure VI.3 : Modélisation des 10 poutres.....	66
Figure VI.4 : Modélisation de la dalle du tablier. ....	66
Figure VI.5 : Excentrement supérieure de la dalle.....	67
Figure VI.6 : Définir la charge du trottoir.....	68
Figure VI.7 : Définir la charge du revêtement. ....	68
Figure VI.8 : Définir la charge de la corniche.....	69
Figure VI.9 : Définir la charge du garde-corps. ....	69
Figure VI.10 : Définir la charge des glissières.....	70
Figure VI.11 : Définir la charge de Q de trottoir.....	70
Figure VI.12 : Définir la surcharge A(l).....	71
Figure VI.13 : Visionnage de la surcharge A(l). ....	71

Figure VI.14 : Définition de la charge roulante BC.....	72
Figure VI.15 : Définition de la charge roulante MC120.....	72
Figure VI.16 : Définition de la charge roulante MC120.....	73
Figure VI.17 : Définition des combinaisons de d'actions.....	74
Figure VI.18 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à L'ELU.....	74
Figure VI.19 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à L'ELS.....	75
Figure VI.20 : Flexion transversale de la dalle .....	75
Figure VI.21 : Flexion longitudinale de la dalle .....	76
<b>Chapitre VII :</b>	
Figure VII.1 : Coupe transversale du tablier.....	78
Figure VII.2 : Ferrailage dans le sens longitudinal (coup A-A) .....	85
Figure VII.3 : Ferrailage dans le sens transversal (coup B-B).....	85
<b>Chapitre VIII :</b>	
Figure VIII.1 : Tracé d'un câble.....	93
Figure VIII.2 : Tracé du câble émergeant.....	94
Figure VIII.3 : Disposition du câble 1 à l'about.....	95
Figure VIII.4: Tracé des câbles .....	97
Figure VIII.5 : Composante de la précontrainte à la section d'appui.....	100
Figure VIII.6 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage dans le câble N°1 .....	106

# *Liste des tableaux*

## **Chapitre II :**

Tableau 2.1 : Classification des ponts (RPOA 2008).....	22
Tableau 2.2 : Coefficients d'accélération selon la zone.....	22
Tableau 2.3 : Catégories de classification des sites. ....	23
Tableau 2.4 : Analyse multicritères.....	25

## **Chapitre IV :**

Tableau 4.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	43
Tableau 4.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis. ....	44
Tableau 4.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire ....	45
Tableau 4.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis ....	46
Tableau 4.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	47
Tableau 4.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis. ....	48

## **Chapitre V :**

Tableau 5.1 : Poids total du tablier (une travée).....	52
Tableau 5.2 : Classes du pont. ....	52
Tableau 5.3 : Caractéristique du système A(1). ....	54
Tableau 5.4 : Le résultat du système de charge A(1). ....	54
Tableau 5.5 : Valeur de bc.....	55
Tableau 5.6 : Résultat de système de charge Bc. ....	56
Tableau 5.7 : Valeur de bt. ....	57
Tableau 5.8 : Résultat de système de charge Bt. ....	58

## **Chapitre VI :**

Tableau 6.1 : Les combinaisons de charges ....	73
Tableau 6.2 : Moments sous la combinaison la plus défavorable ....	76

## **Chapitre VIII :**

Tableau 8.1: Caractéristiques de la poutre. ....	88
Tableau 8.2 : Paramètre de calcul des câbles. ....	96
Tableau 8.3: Récapitulatif des longueurs des câbles.....	98
Tableau 8.4: Positionnement du câble N°1 a l'about. ....	99
Tableau 8.5: Positionnement des câbles a 3m de l'about.....	99

Tableau 8.6: Positionnement des câbles a 5m de l'about.....	99
Tableau 8.7: Positionnement des câbles a 7m de l'about.....	99
Tableau 8.8: Positionnement des câbles a 0.5L de l'about.....	100
Tableau 8.9: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).....	101
Tableau 8.10: Caractéristiques géométriques de la gaine.....	101
Tableau 8.11: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.....	102
Tableau 8.12: Caractéristiques géométriques de la gaine.....	102
Tableau 8.13: Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.....	102
Tableau 8.14 : Caractéristiques de la section d'about et à 1 m de l'about.....	103
Tableau 8.15 : Caractéristiques de la section à 3 m de l'about.....	103
Tableau 8.16: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	103
Tableau 8.17 : Les différents types de perte de précontrainte.....	104
Tableau 8.18 : Perte par frottement.....	105
Tableau 8.19 : Récapitulatif des aires des câbles.....	107
Tableau 8.20 : Récapitulatif des tensions des câbles.....	107
Tableau 8.21 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	108
Tableau 8.22: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).....	109
Tableau 8.23: Pertes par raccourcissement instantané du béton (2ème famille).....	110
Tableau 9.24 : Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).....	110
Tableau 9.25 : Tensions initiales probables « $\sigma_{Pi}$ (MPa) ».....	111
Tableau 8.26 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton.....	112
Tableau 8.27 : Pertes dans les câbles de la 1ère famille.....	113
Tableau 8.28 : Pertes dans les câbles de la 2ème famille.....	113
Tableau 8.29 : Pertes par fluage $\Delta_{\sigma_{fl}}(x)$ dans les câbles de la 1ère famille.....	115
Tableau 8.30: Pertes par fluage $\Delta_{\sigma_{fl}}(x)$ dans les câbles de la 2 <sup>ème</sup> famille.....	115
Tableau 8.31 : Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ ".....	116
Tableau 8.32 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.....	116
Tableau 8.33 : Pourcentage des pertes.....	117

# Sommaire

Remerciements

Liste des notations et symboles

Introduction générale

## Chapitre I : Généralités sur les ouvrages d'arts

1.	Introduction .....	2
	1.1. Historique et évolution des ponts .....	2
2.	Définition.....	4
	2.1. Les éléments constitutifs d'un pont.....	4
3.	Types des ponts .....	5
	3.1. Critères de classification.....	5
	3.2. Les grandes catégories.....	6
4.	Classification des ponts .....	9
	4.1. La longueur.....	9
	4.2. La nature de la voie de portée.....	9
	4.3. Le matériau principal dont ils sont constitués .....	9
	4.4. La durée de vie .....	9
	4.5. Leur porté (distance entre deux appuis) .....	9
5.	Etapas et démarches de conception d'un pont.....	10
6.	Recueil des données de l'ouvrage .....	10
	6.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage .....	10
7.	Recueil de données naturelles.....	10
8.	Données fonctionnelles.....	11
9.	Choix de l'ouvrage .....	11
10.	La précontrainte.....	12
11.	Méthode de la précontrainte.....	12
	11.1. Post tension .....	12
	11.2. Prés tension .....	13
12.	Conclusion.....	14

## Chapitre II : Description du projet

1.	Introduction .....	16
2.	Présentations de l'ouvrage.....	16
	2.2.Situation de notre ouvrage.....	16

2.3. Les caractéristiques principales de l'ouvrage.....	17
3. Les données du projet.....	17
3.1. Donnée fonctionnelle.....	17
3.1.1 Le tracé en plan .....	18
3.1.2 Profil en long .....	18
3.1.3 Profil en travers .....	19
3.2. Les données naturelles.....	19
3.2.1 Les données topographiques.....	19
3.2.2 Les données climatiques.....	19
3.2.3 Les données hydrauliques.....	20
3.3.4 Exploitation géotechnique .....	20
4. Données sismiques .....	20
4.1. Caractéristiques relatives à l'étude sismique .....	21
4.2. Action accidentelle .....	21
4.3. Catégorie de l'ouvrage.....	22
4.4. Caractéristique du sol.....	22
5. Choix de type de l'ouvrage .....	22
5.1. Critères de choix de type de l'ouvrage .....	22
5.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage .....	23
5.3. Conception du tablier.....	24
5.4. Type des ponts selon la portée.....	24
5.5. Analyse multicritères .....	24
6. Conclusion.....	25

### **Chapitre III : Caractéristiques des matériaux**

1. Introduction .....	27
2. Caractéristiques mécaniques .....	27
2.1. Le béton .....	27
2.2. L'acier.....	31
3. Conclusions .....	36

### **Chapitre IV : Caractéristiques du tablier**

1. Introduction .....	38
2. Caractéristiques de l'ouvrage .....	38
3. Pré-dimensionnement du tablier.....	38

3.1. Dimensionnement de la poutre .....	38
3.2. Dimensionnement de la dalle.....	41
3.3. Les équipements du pont (superstructure).....	41
4. Détermination des caractéristiques géométrique de la poutre.....	42
4.1. Poutre en béton précontraint section d'about .....	42
4.2. Poutre en béton précontraint section Intermédiaire .....	45
4.3. Poutre en béton précontraint section Médiane.....	47

### **Chapitre V : Calculs des charges et surcharges**

1. Introduction .....	51
2. Calcul des charges .....	51
2.1. Calcule des charges permanentes (CP).....	51
2.2. Calcule des compléments de charges permanentes (CCP).....	51
2.3. Poids total propre du tablier.....	52
3. Calcule des surcharges.....	52
3.1. Classe du pont.....	52
3.2. Nombre des voies.....	53
3.3. Largeur d'une voie.....	53
3.4. Evaluation des surcharges.....	53
4. Conclusion.....	61

### **Chapitre VI : Modélisation du tablier**

1. Introduction .....	63
2. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2019.....	63
3. Modélisation.....	64
3.1. Les étapes de modélisation .....	64
3.2. Définition des charges permanentes et des charges d'exploitation .....	67
3.3. Définition des combinaisons de charge .....	73
3.4. Analyse des résultats.....	74

### **Chapitre VII : Etude de l'hourdis**

1. Introduction .....	78
2. Hourdis général .....	78
3. Ferrailage.....	78
3.1. Ferrailage longitudinale .....	78

3.1.1. En travée .....	78
3.1.2. En appuis .....	80
3.2. Ferrailage transversale .....	82
3.2.1. En travée .....	82
3.2.2. En appui .....	84

## **Chapitre VIII : Etude de la précontrainte**

1. Introduction .....	87
2. Définition des classes de vérification .....	87
2.1. Contraintes limites réglementaires pour la classe II .....	88
3. Dimensionnement de la précontrainte .....	88
3.1. Précontrainte minimale .....	88
3.2. Calcul de nombre de câbles .....	90
3.3. Vérification des sections .....	91
4. Tracé des câbles .....	93
4.1. Positionnement .....	93
4.2. Principe .....	93
4.3. Application au projet .....	95
4.4. Câble fictif .....	98
5. Caractéristiques géométriques des sections nettes .....	100
6. Les pertes de tension .....	103
6.1. Les pertes instantanées .....	104
6.1.1. Perte par frottement .....	104
6.1.2. Perte par recul d'encrage .....	105
6.1.3. Les pertes dues par raccourcissement du béton .....	108
6.2. Les pertes différées .....	111
6.2.1. Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 » .....	111
6.2.2. Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 » .....	112
6.2.3. Pertes dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 » .....	113
6.3. Pertes différées totales et tension finale probable .....	116
7. Conclusion .....	117
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>118</b>



# **Introduction générale**

## Introduction générale

Un Pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est une construction routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche. Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

Les ponts à poutres sous chaussée, ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- Les ponts à poutres précontraints par pré-tension (PRAD),
- Les ponts à poutres précontraints par post-tension(VIPP).

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude du tablier d'un pont franchissant la rivière dite : **ASSIF reliant la route vers Tizi-Ouzou et la route vers Boumahni.**

Dans ce travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un tablier d'un pont a poutre en béton précontrainte par post tension, en commençant par des généralités sur les ouvrage d'arts (chapitre I), ensuite, la description du projet (chapitre II). Dans le chapitre III et chapitre IV on va définir les caractéristiques du tablier ainsi que les matériaux utilisés, où on s'intéresse dans le chapitre (V) au calcul des charges et surcharges. Ensuite nous définissons les étapes nécessaires importante pour la modélisation d'un pont à poutre (chapitre VI), ainsi que l'interprétation des résultats. Au final, nous présentons dans les deux dernier chapitre, l'étude de l'hourdis et l'étude de la précontrainte.

A dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow points to the right from the middle of this bar.

# Chapitre I :

Généralités sur les ouvrages d'arts

Several thin, curved lines in shades of blue and grey originate from the bottom left corner and sweep upwards and to the right, creating a sense of movement and design.

## 1. Introduction :

La conception des ponts a connu une grande évolution, grâce à l'emploi des matériaux aux performances, précisément contrôlées et au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises. Dans ce chapitre on va étudier l'importance et les différents types des ponts et la démarche de leur conception.

### 1.1. Historique et évolution des ponts :

L'histoire de la construction des ponts est en fonction de l'évolution des moyens de construction c'est-à-dire l'évolution des matériaux et des techniques de construction. Dans le temps, la technologie suivante peut être proposée :

- a. Les ponts primitifs avant Jésus-christ : constitués des matériaux qu'on trouve directement dans la nature : pierres, lianes. Deux types de ponts ont marqué cette période : les **passerelles suspendues** et les **poutres**.
  - Les passerelles suspendues, dont les éléments porteurs sont des câbles formés de l'âmes ou de bambous tressés attachés des 2 côtés de la brèche à des rochers ou à des troncs d'arbres.
  - Les passerelles fonctionnant en poutres dont les éléments porteurs sont soit en dalles de pierre de portées très limités soit en bois de portées nettement plus grandes.

- b. Les ponts en maçonnerie :

Les ponts en maçonnerie, constituent une classe spécifique de la famille des ponts en arc, caractérisées par des réactions d'appui sur les culées tendant à les écarter. Les matériaux constitutifs des voûtes sont des pierres taillées, très résistants à la compression mais peu à la flexion, alors que les matériaux des autres familles de ponts en arc (bois, béton, béton armé, béton précontraint, métal, composites), présentent une certaine élasticité et peuvent travailler en flexion, autorisant des portées plus importantes.

Les progrès enregistrés sont :

- Améliorations sur les mortiers par l'invention du ciment portland
- Méthodes de dimensionnement empiriques remplacées par des méthodes rationnelles : statique graphique et résistance des matériaux développés par les professeurs de l'Ecole des Ponts et Chaussées : (Navier, Bresse, Barré de St Venant)

- Perfectionnement des dispositions constructives et des méthodes d'exécution  
90 m de portée a été atteinte dans cette période qui peut être considérée comme l'apogée des ponts en maçonnerie dont la construction à cesser en 1950.

c. Les ponts en béton armé : A partir du milieu du 19e siècle, les premières inventions en béton armé apparemment par les précurseurs que furent les François Lambot (barque en BA en 1849), Coignet (Terrasse en BA en 1852) mais surtout Monnier (caisses à fleurs en BA en 1867). D'un pont de 15 m de portée construit en 1871 en Angleterre, des milliers de ponts en BA ont été construits à la fin du 19è siècle et des portées de 50 m ont été atteintes. Mal connu au départ, l'usage du béton armé a été la première fois en France par les instructions de 1906.

La construction des ponts en BA s'est développée suivant trois grands types : dalle, poutre et arc.

d. Les ponts en béton précontrainte :

Le BP a été inventé en 1928, c'est le matériau le plus récent, le résultat de réflexion et d'expérience dans l'objectif de diminuer voire supprimer la fissuration du béton, son principe est d'imposer une compression préalable.

Les premiers ponts en BP ont été construits en 1936, avec des portées de 10,20, 33 m, en 1946 une portée de 55m est atteinte à Luzancy sur la Marne (France). En ce qui concerne la technique de BP, les procédés de précontraints se multipliaient en s'améliorant au niveau des câbles ou des barres et au niveau des ancrages : systèmes Freyssinet, Coignet, BBRB à câbles, système Divy dag à barres.

Selon la réglementation, la première Instruction Provisoire (IP N°1) sur l'emploi de BP est paru en 1953 en France, les règles FP N°2 en 1973 et aujourd'hui nous utilisons les règles BP EL 1983. Les ouvrages qui ont marqué l'évolution des ponts en BP sont :

- ❖ Les ponts dalles avec pont-type SETRA dénommée PSI-DP, construit en travée indépendants pour les petites travées et en travées continues (dalles à grands encorbellements, dalles élégies)
- ❖ Les ponts à poutres indépendantes en générales préfabriquées et les ponts à poutres continues

- ❖ Les ponts construits par encorbellements successifs qui sont le plus utilisé pour les portées de 60 à 240 m. cette technique s'est perfectionnée par l'utilisation de voussoirs préfabriqués qui étaient coulés en place.
- ❖ Ponts à béquilles obliques, les ponts en arc, les ponts à haubans pour les grandes portées supérieures à 200 m, un tablier en BP a été associé aux haubans.

## 2. Définition :

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance et de grande taille appartenant à l'une au moins de ces catégories :

- ✓ Ouvrage permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels).
- ✓ Dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte, digue).
- ✓ Dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires).

### 2.1. Les éléments constitutifs d'un pont

Un pont est constitué des éléments suivants : (figure I.1)

- ✚ Le tablier : Le tablier d'un pont est une structure porteuse qui reçoit les charges due au trafic routier ensuite, les transmet aux appuis ou aux éléments de suspension (suspentes ou arcs).
- ✚ Les appuis qui supportent le tablier : culées aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles-culées si le tablier n'est pas continu.
- ✚ Les fondations : elles permettent la transmission des charges et les efforts de l'ouvrage au terrain

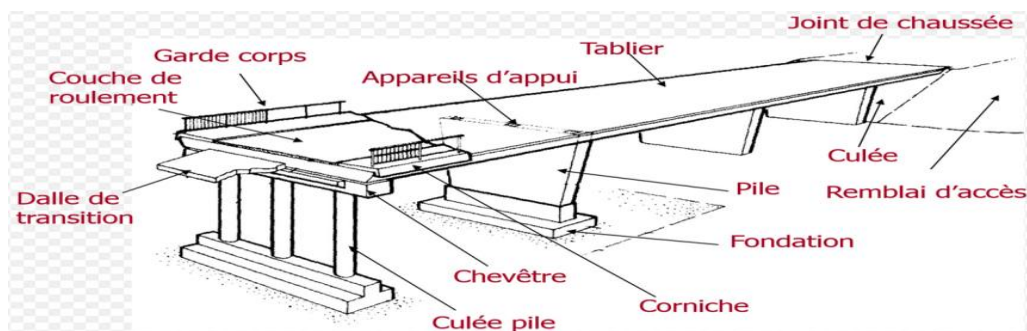
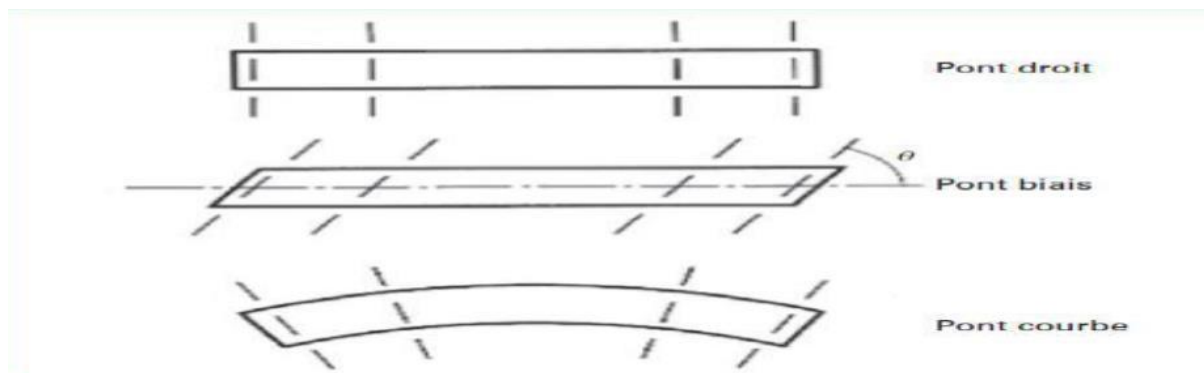


Figure I.1 : Différents élément d'un pont.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une « travée » et la distance entre deux appuis consécutifs est une portée de la travée. Le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe (Figure I.2). On appelle angle de biais ( $\theta$ ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage.



**Figure 1.2 :** Formes du tablier d'un pont.

### 3. Types des ponts

#### 3.1. Critères de classification

Les ponts varient de plusieurs formes et possèdent de diverses architectures. Cette diversité amène à distinguer les critères selon lesquels ils peuvent être classés. La classification des ponts peut se faire selon l'un ou plusieurs des critères suivants :

- La fonction
- Les matériaux (béton armé, béton précontraint, acier, bois, mixte).
- La structure
- Le type de travées (indépendante, continue, cantilever)
- Nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, passerelle).
- L'importance de l'ouvrage (courant - non courant)
- Familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans).
- Nature de l'obstacle à franchir (pont d'étagement, pont sur rivière).
- Section transversale (pont dalle, pont à poutres).
- Durée de vie prévue (pont permanent, pont temporaire).
- Méthode de construction.

Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

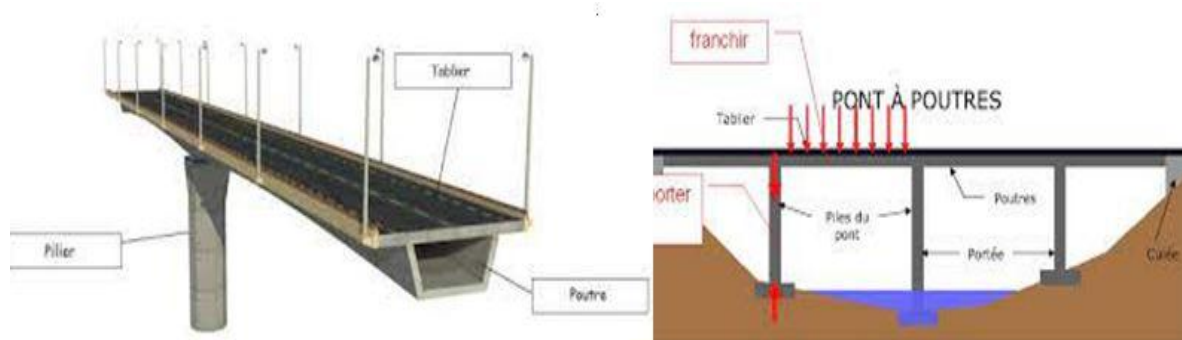
### 3.2. Les grandes catégories

#### ✚ Pont à poutre :

Ponts composés d'un tablier très rigide qui transmet les charges sur les culées et des piliers (Piles), si la portée est trop importante pour être tenue par une simple poutre. Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres. Les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

Un cas particulier de ce type de pont : les ponts à voussoirs, des tronçons de tablier sont préfabriqués puis assemblés à la structure porteuse, la pile, au fur et à mesure de l'avancement du chantier, de manière alternée, afin d'équilibrer les charges de part et d'autre de la pile.

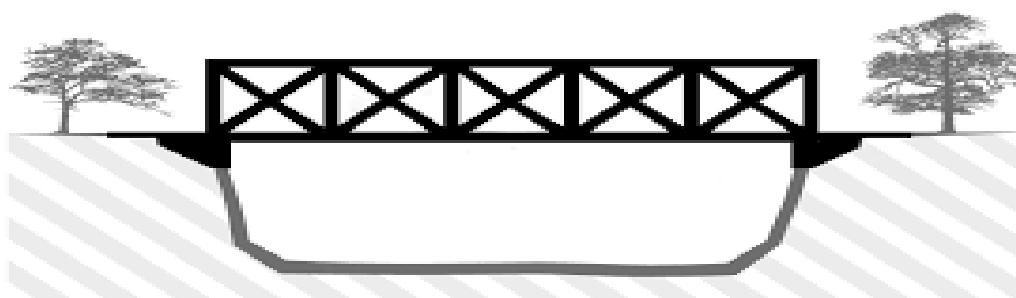
On trouve donc des ponts à poutre en béton, en acier, mais aussi en bois (la portée étant nettement plus courte).




**Figure I.3 :** Différentes parties d'un pont à poutre

#### ✚ Pont à poutre treillis :

Les efforts engendrés principalement dans ce type de structures sont de la traction et de la compression. C'est un pont composé de structures triangulées, très légères et très rigides, supportant le tablier.



**Figure I.4 :** pont à poutre treillis.

 Pont en arc :

Un pont en arc est un pont soutenu par des structures porteuses en arcs. Le principe du pont en arc consiste à ramener les efforts en appui en suivant des lignes de compression pure. Ces forces vont se transmettre au terrain à travers les culées.

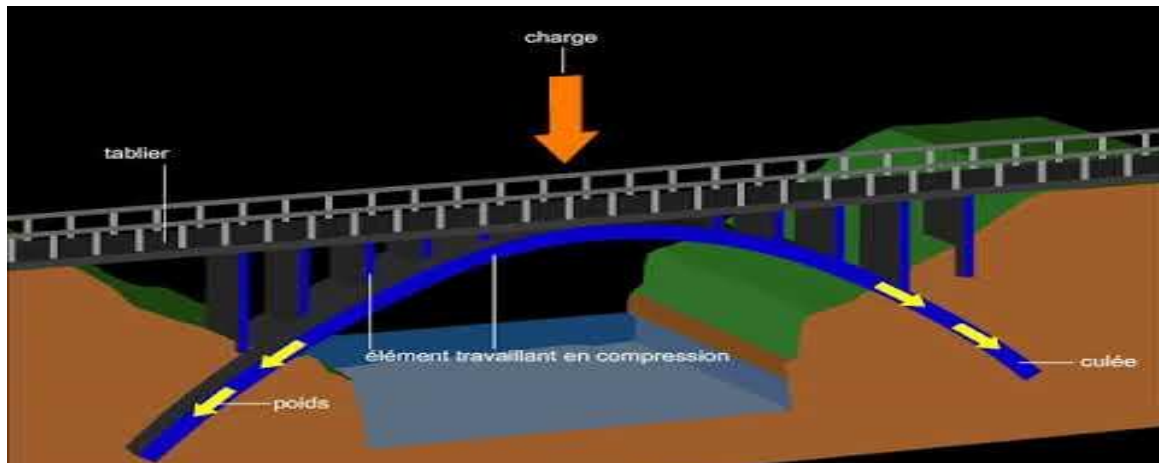



Figure I.5 : Différente partie d'un pont en arc.

 Pont à béquilles :

Les ponts à béquilles peuvent être assimilés à des ponts en arc. Les béquilles transmettent les efforts de charge du pont vers des massifs de béton, un peu comme le ferait un arc.

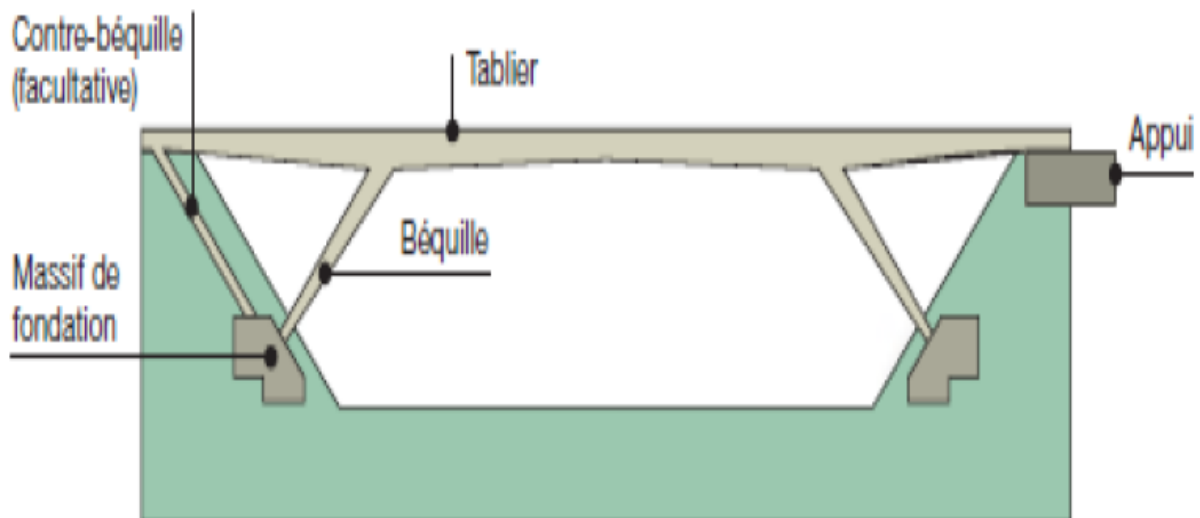
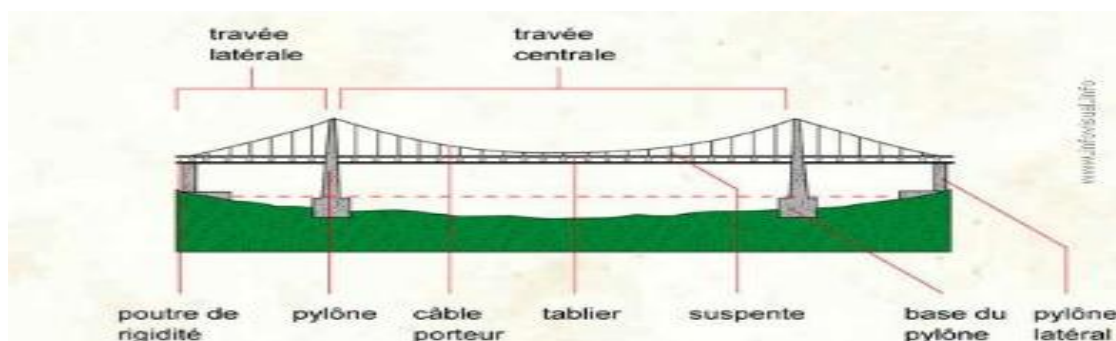


Figure I.6 : Différente partie d'un pont à béquille.

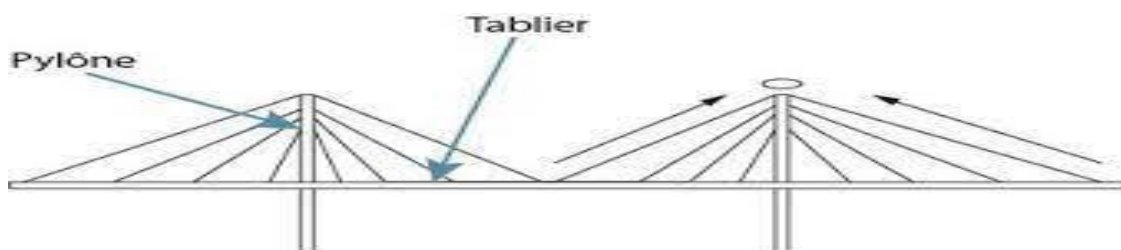
✚ Pont suspendu :

Un pont suspendu est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles dont les extrémités sont reliées aux culées sur les berges. Contrairement à tous les autres ponts, les ponts suspendus exercent une traction horizontale sur leur point d'appui.

Il existe deux type de pont suspendu : pont a câble et pont à hauban.



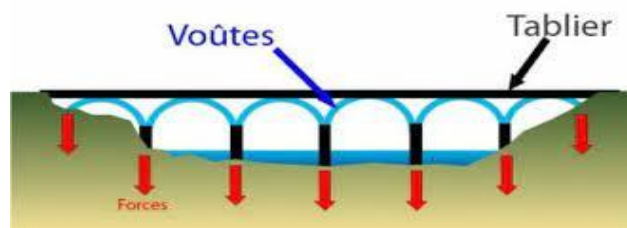
**Figure I.7 :** Différente partie d'un pont à câble.



**Figure I.8 :** Différente partie d'un pont à hauban.

✚ Pont a voûte :

Ces ponts ont une capacité de transformer les charges verticales du tablier en forces obliques qui vont suivre la forme de l'arc, puis de les transférer vers le sol à l'aide de la pile. Ces forces vont se transmettre au terrain à travers les culées ou les piles et vont se décomposer en deux : une force verticale et une force horizontale qui aura tendance à écarter les culées. Généralement les ponts à voûtes sont en pierre, mais on en trouve en acier et en béton.



**Figure I.9 :** Différente partie d'un pont en voûte.

#### 4. Classification des ponts

Les ponts peuvent être classés selon :

##### 4.1. 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

##### 4.2. La nature de la voie de portée :

- Pont-rail si le pont porte une voie ferrée
- Pont-route si le pont porte une route (PI, PS)
- Pont canal
- Passerelles pour piétons
- Passerelles pour conduite

##### 4.3. Le matériau principal dont ils sont constitués :

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

##### 4.4. La durée de vie :

- Ponts provisoires en métal, bois, métal + bois
- Ponts semi-définitifs métalliques (ex VMD ou Toboggan ou Autopont)
- Ponts définitifs en BA, BP, CM ou OM

##### 4.5. Leur portée (distance entre deux appuis) :

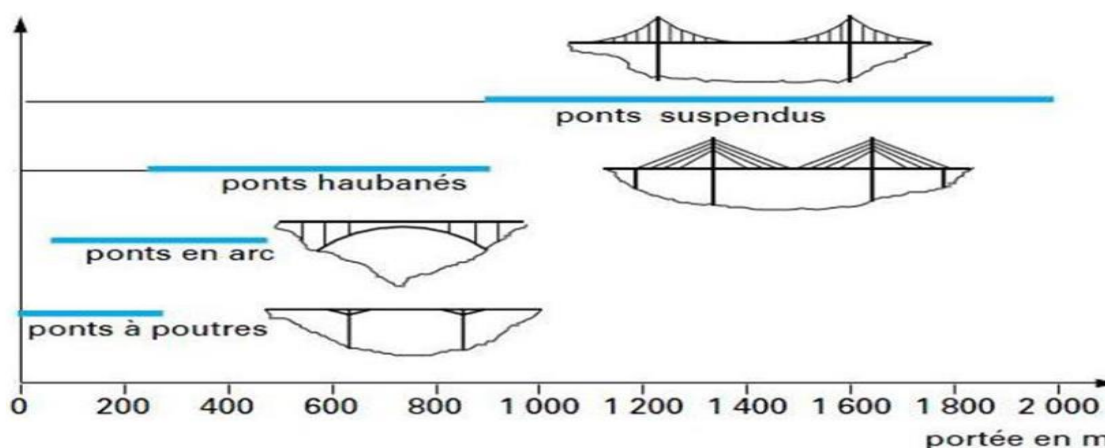


Figure I.10 : Les grands systèmes de pont en fonction du porté.

## 5. Etapes et démarches de conception d'un pont

De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes :

- ✚ Le recueil de données fonctionnelles et naturelles.
- ✚ Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- ✚ L'étude de détail de la solution retenue.

## 6. Recueil des données de l'ouvrage

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque on dispose des données de franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées comme suit :

### 6.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage :

- Implantation d'un ouvrage d'art : L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser les plans sur le terrain. Cette opération doit être effectuée avec un maximum de précision, afin de déterminer le plus justement possible la position et le niveau des ouvrages et éléments d'ouvrages. Pour un pont, l'implantation est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative.
- Les caractéristiques géométriques : Doivent être déterminées avec soin, elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix du type d'ouvrage.

## 7. Recueil de données naturelles

Parmi les principales données à recueillir sur place par l'ingénieur sont comme suit :

- Topographie :

Il convient de disposer d'un relevé 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.

- Hydrologie :

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime :

- Fréquence et importance des crues.
- Débit solide.
- Charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles.

Mis à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillements. Il convient d'évaluer la hauteur d'affouillement potentielle au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

▪ Données géotechniques :

Une étude géotechnique est une étude des sols du terrain. Elle sert à déterminer les caractéristiques mécaniques des terrains qui vont être amenés à supporter une construction.

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

▪ Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :

Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont des actions directes :

- Le vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée.
- De la neige et de la glace.
- Des séismes.
- De la houle dans le cas du franchissement d'un estuaire ou d'un bras de mer.

Et des actions indirectes comme celles des embruns et de façon générale, les actions physico-chimiques du milieu environnant.

## 8. 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, etc.

## 9. Choix de l'ouvrage

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

## 10. La précontrainte

C'est un traitement mécanique qui consiste à produire dans le béton, avant sa mise en service, des contraintes de compression permanente (charges additionnelles) afin de résister aux éventuelles contraintes de traction réduisant ainsi les risques de fissuration.

Le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

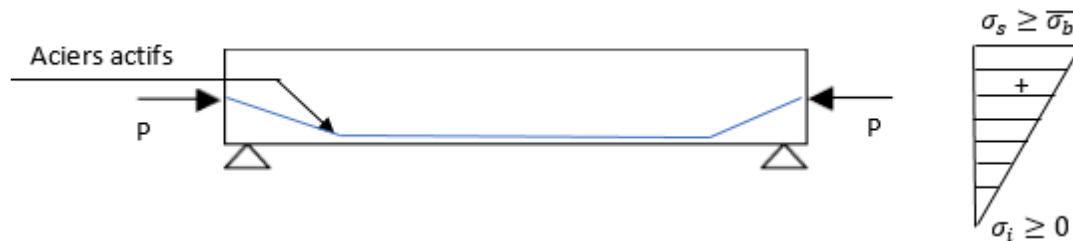


Figure I.11 : Principe de la précontrainte.

## 11. Méthode de la précontrainte

**11.1. Post tension :** Consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- Coulage du béton et durcissement.
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci.
- Blocage des aciers au cône d'ancrage.
- Injection du coulis dans la gaine.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

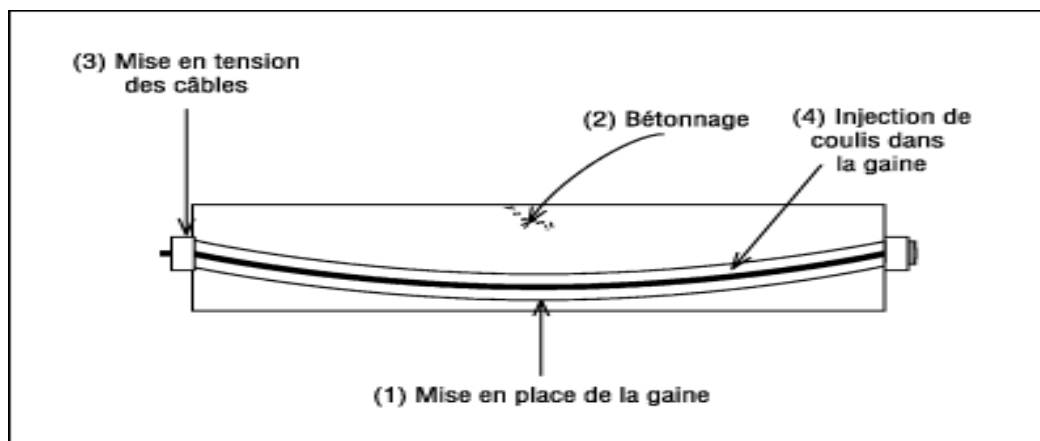


Figure I.12 : Méthode de la précontrainte par : post tension

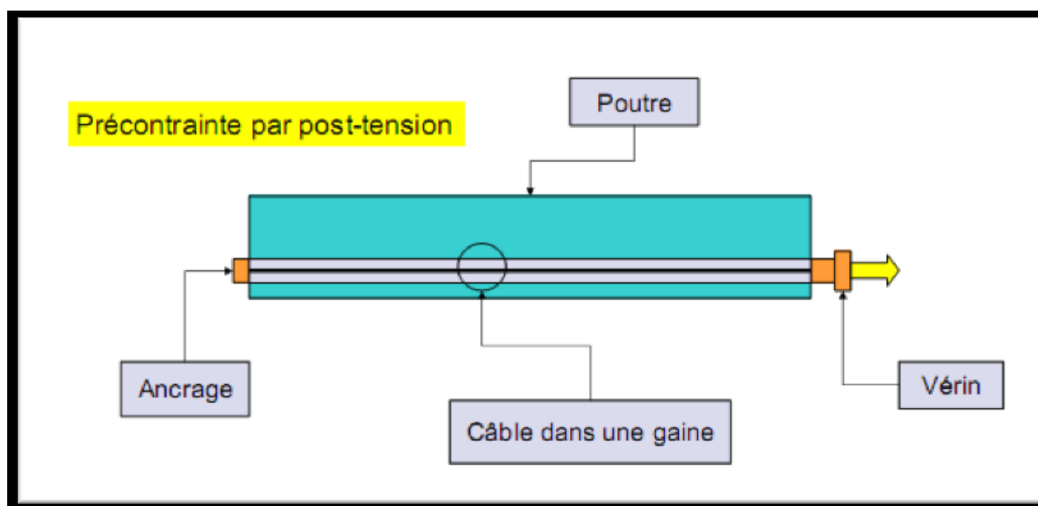


Figure I.13 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension.

### 11.2. Prés tension :

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton, elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

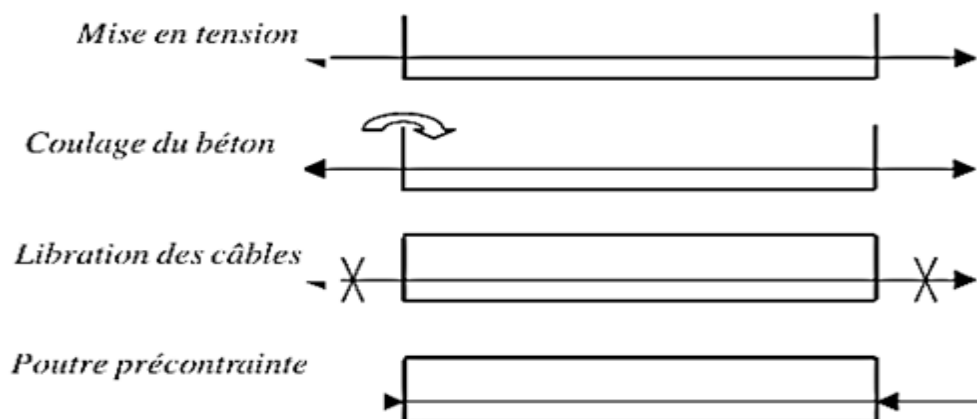


Figure I.14 : Étapes de réalisation de la précontrainte par pré-tension.

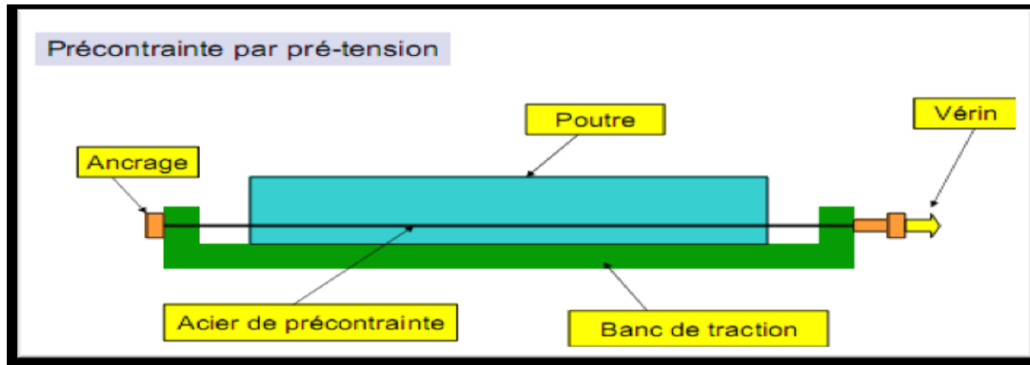


Figure I.15 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension.

## 12. Conclusion

Après avoir cité les différentes évolutions des ponts et ses éléments de base et vu l'influence majeure de ses derniers, on a défini les différentes techniques et matériaux utilisés à la réalisation des ponts, ainsi la démarche de leur conception.

A dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow points from the right edge of this bar towards the right, overlapping the start of the chapter title.

# Chapitre II :

Description du projet

Several thin, curved lines in shades of blue and grey originate from the bottom of the dark blue vertical bar and sweep upwards and to the right, creating a decorative, organic shape.

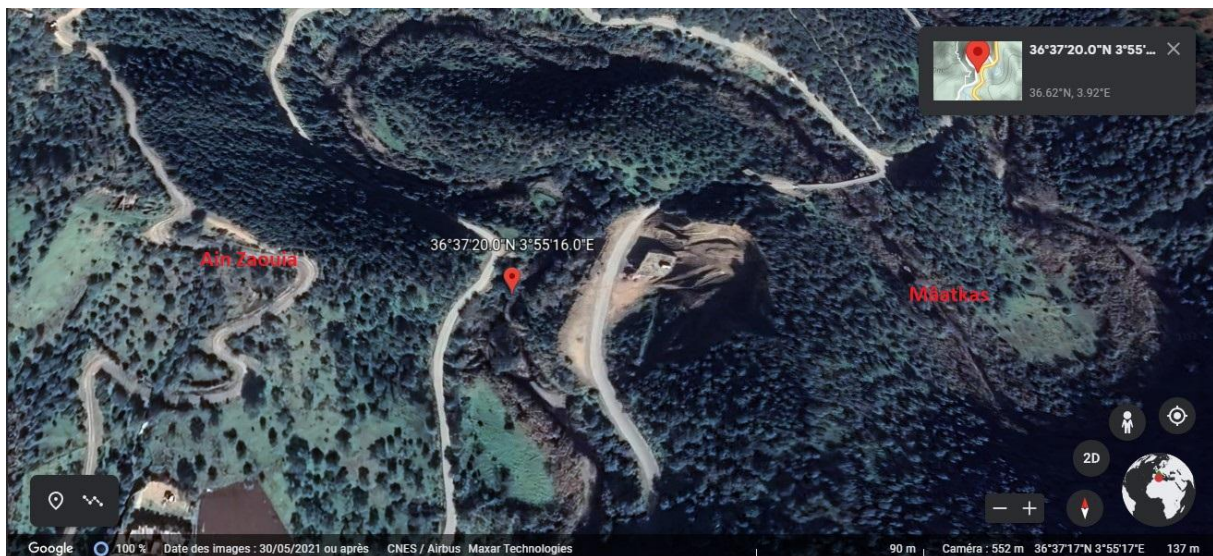
## 1. Introduction

La conception d'un pont résulte, généralement, d'une démarche conventionnelle dont l'objectif est l'amélioration technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tous en admettant un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère. L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur à la fois expérimenté et imaginatif, qui possède une bonne connaissance des différents types d'ouvrages, ainsi leur pré dimensionnement et leur sujétion d'exécution, qui consiste à rechercher des solutions à la fois économiques et originales, lorsque se posent des problèmes de diverses complexités.

## 2. Présentations de l'ouvrage

L'ouvrage d'arts est un pont, qui se situe sur **CW128 entre PK07+99.60 et PK07+190.39** reliant la route vers **Tizi-Ouzou** et la route vers **Boumahni** en franchissant l'Oued sous le nom de « **ASSIF** ».

La location de notre ouvrage est sous les coordonné : **36°37'20"N 3°55'16"E**, comme le montre la figure ci-dessous :



**Figure II.1** : localisation de notre ouvrage (Google Earth).

### 2.1. Situation de notre ouvrage :

Notre ouvrage se situe dans la commune de **Ain Zaouïa, Draa El Mizan** dans la wilaya de Tizi-Ouzou en Algérie. Située à **16 km** au **sud-ouest** de Tizi-Ouzou, et **76 km** au sud-est d'Alger.

Il est limité par :

- Tademaït du Nord.
- Mâatkas, Tirmatine à l'Est.
- Ait Yahia moussa à Ouest.
- Drâa El Mizan au Sud

Le pont prévu sera construit sur 6 piles et deux culés.

#### **2.4. Les caractéristiques principales de l'ouvrage**

Les caractéristiques de l'ouvrage sont présentées comme suit :

- Ouvrage en béton précontraint en post tension
- La construction est constituée de 2 piles égales et parallèles avec une longueur totale de 66m divisé en trois travées chacune est de 22m
- La typologie adoptée est de tablier de poutres de béton précontraint, donc il s'agit d'une structure isostatique dans chaque une des portées.
- La section transversale du tablier a une largeur de 11.50 mètres et elle est formée par 10 poutres de 1.20 mètres de hauteur, appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, et une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur les pré dalles de béton armé disposées dessus les poutres.
- La construction du tablier sera réalisée au moyen de la mise en place par une grue des éléments préfabriqués : poutres et prédelles, et le bétonnage in situ de la dalle supérieure.
- Les fondations des piles et culées du pont sont a prévu comme des fondations sur pieux.
- Nombre de voies est 2 voies.

### **3. Les données du projet**

L'étude d'un pont est basée sur des données relatives au franchissement qui seront réunies afin de permettre au concepteur de choisir les caractéristiques les mieux adopté à l'ouvrage.

#### **3.1. Donnée fonctionnelle**

Ce sont les éléments qui permettent de caractériser la géométrie de l'ouvrage tel que le tracé en plan, le profil en long, le profil en travers.

3.1.1 Le tracé en plan :

Le tracé en plan est une projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route. La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 66m.

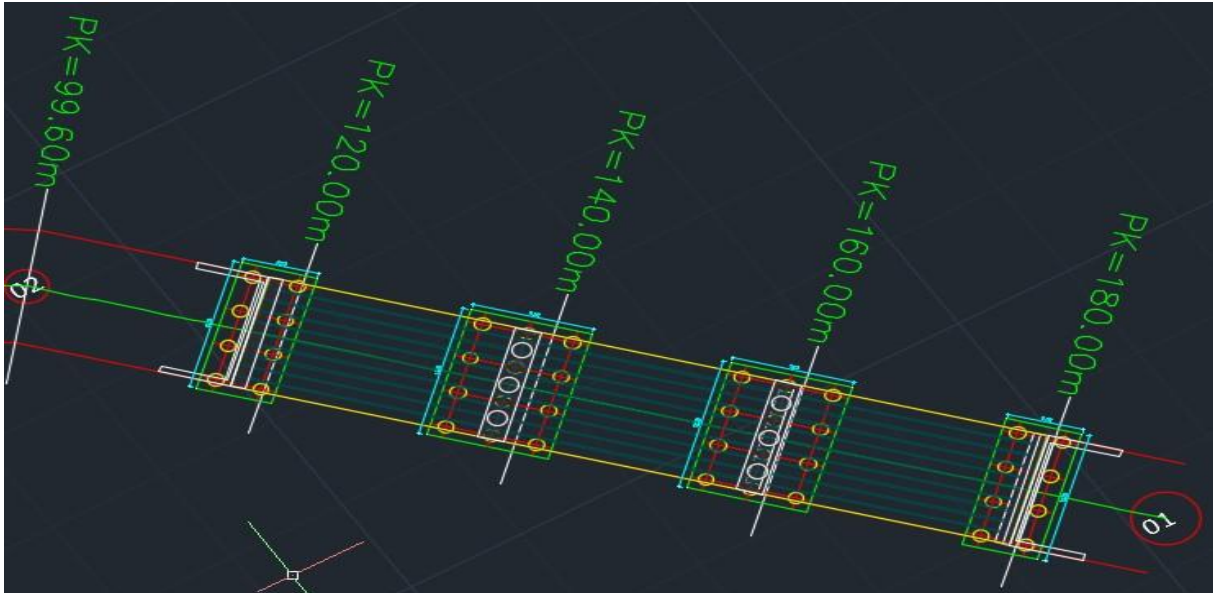


Figure II.2 : Tracé en plan.

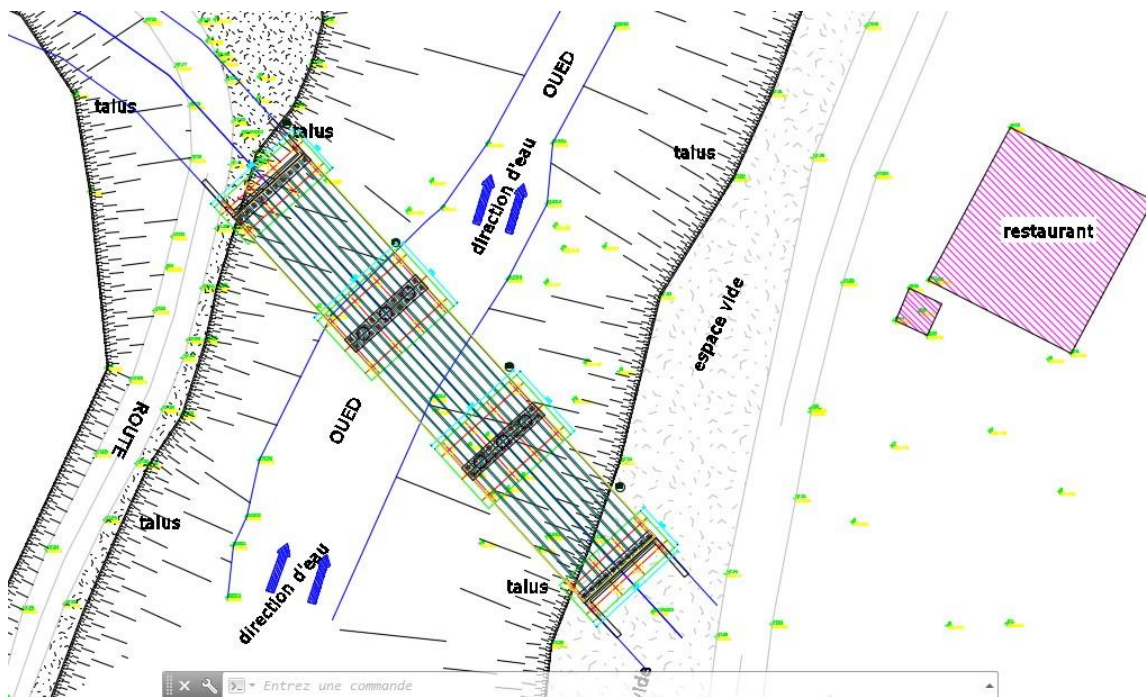
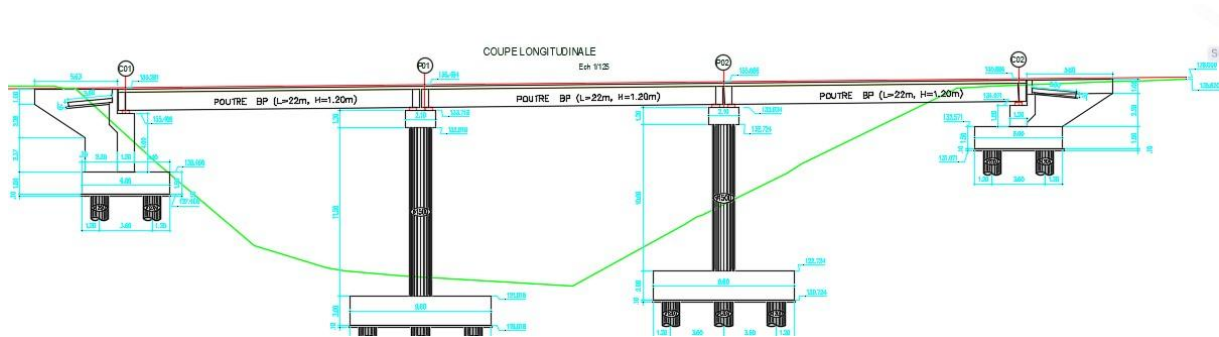


Figure II.3 : Vu en plan.

### 3.1.2 Profil en long

Il est obtenu par élévation verticale dans le sens de l'axe de la route de l'ensemble des points constituant.

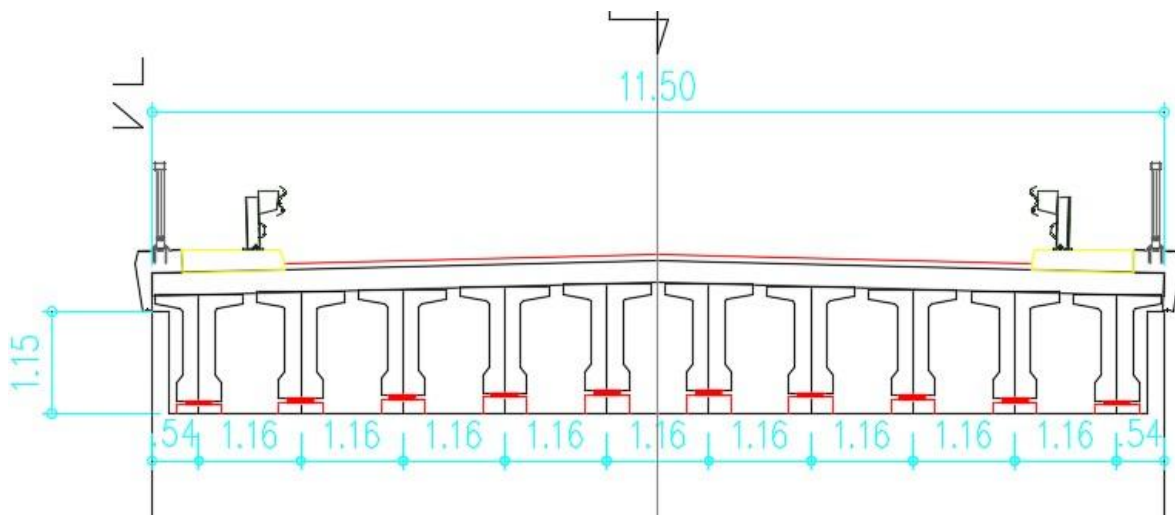
C'est la coupe longitudinale de l'ouvrage.



**Figure II.4 :** Profil en long (coupe longitudinale).

### 3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers est représenté par une coupe perpendiculaire à l'axe de la route de la surface définie par l'ensemble des points représentatifs de cette surface. Le profil en travers peut se rapporter soit au terrain naturel, soit au projet.



**Figure II.5 :** Profil en travers (coupe transversale).

Le profil en travers est défini comme suit :

- Largeur rouable :  $L_r = 8.48\text{m}$
- Largeur utile :  $L_u = 11.50$

- Largeur des trottoirs (2trottoir) :  $L_{\text{trot}} = 1.51\text{m}$
- Nombre de voies :  $N = \frac{Lr}{3} = 2.8$  2 voies
- 2 Glissières de largeur égale à 0.42m
- 2 garde de corps de 0.19m

### 3.3. Les données naturelles

#### 3.2.1 Les données topographiques

La topographie c'est la science de mesurer ensuite 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.

#### 3.2.2 Les données climatiques

- 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 : 40°C la journée et 23°C la nuit en été. 10°C la journée et 0°C la nuit en hiver.
- Le vent : Les effets du vent sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions et sont effet au niveau du tablier et au niveau des piles, la vitesse de référence prise égale à 28 m/s
- La neige : dans la construction des ponts les charges de la neige sont négligées étant donné les charges véhiculaires qui sont supérieures à celle de la neige accumulée.

#### 3.2.3 Les données hydrauliques

Dans le cas du franchissement d'un cours, il est nécessaire de connaître le régime fréquence et importance des crues, débit solide, ainsi que le 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.

### 3.3.4 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).

## 4. Données sismiques :

### 4.1. 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 (5 zones) du territoire algérien comme suit :

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

Ce projet se trouve entièrement dans la willaya de Tizi-Ouzou, qui est dans la zone IIa (activité sismique moyenne) comme on le remarque dans la figure suivante :

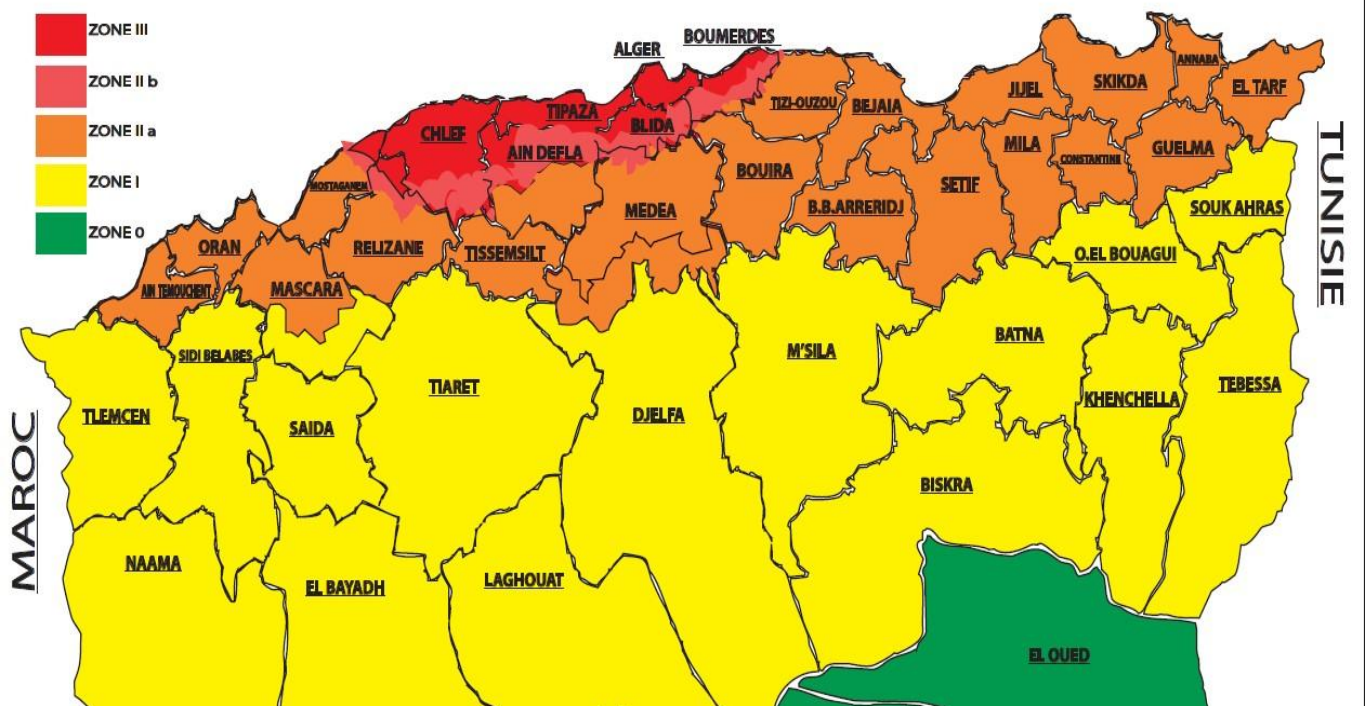


Figure II.6 : Carte de la zone sismique de l'Algérie (RPOA 99 VERSION 2003).

#### 4.2. Action accidentelle :

La réponse dynamique de la structure sous l'action des charges dues au séisme est évaluée en accord avec les règles parasismiques algériennes RPOA 2008. Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie incluse dans ces réglementations, les ouvrages d'art concernant à ce rapport sont situés dans la zone de la Wilaya de Tizi Ouzou.

#### 4.3. Catégorie de l'ouvrage :

D'après le RPOA 2008, la catégorie d'importance des ponts neufs est comme le montre le tableau suivant (tableau 2.1) :

**Tableau 2.1** : Classification des ponts (RPOA 2008).

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

Selon RPOA 2008, le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont (Tableau 2.1).

**Tableau 2.2** : Coefficients d'accélération 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

Les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Tizi-Ouzou (zone IIa) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important), (Tableau 2.2).

#### 4.4. Caractéristique du sol :

Les quatre catégories de classification des sites sont indiquées dans la description et le tableau 2.3.

**Tableau 2.3 :** Catégories de classification des sites.

Cat	Description		qc (Mpa)	N	pl (Mpa)	Ep (Mpa)	qu (Mpa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux		-	-	> 5	> 100	> 10	> 800
S2	Ferme	Sable / gravier	> 15	> 50	> 2	> 20	-	>= 400
		Argile	> 5	-	> 2	> 25	> 0.4	< 800
S3	Meuble	Sable / gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	-	>= 200
		Argile	1.5-5	-	0.5-2	5-5	0.1-0.4	< 400
S4	Très meuble	Sable / gravier	< 5	< 10	< 1	< 5	-	>= 100
		Argile	< 1.5	-	< 0.5	<	< 0.1	< 200

## 5. Choix de type de l'ouvrage

### 5.1. Critères de choix de type de l'ouvrage :

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

- L'obstacle à franchir.
- La voie porté pont (route, rail ...etc.)
- Les matériaux principaux utilisés
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

### 5.2. 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.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

### 5.3. Conception du tablier :

Pour la réalisation du tablier, il existe plusieurs formes. Nous citons quelque variante :

- Variante 1 : Pont a poutres en béton précontraint à travées indépendantes.
- Variante 2 : Pont mixte a poutres métalliques.
- Variante 3 : pont voussoir.

#### A. Ponts à poutres en béton précontraint :

On dit un pont en béton précontraint lorsqu'il s'agit d'un pont dont la structure porteuse est en béton précontraint (poutre en béton précontraint). Il existe deux techniques :

- Pré-tension : Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton, Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence. Cette technique ne permet pas d'atteindre des valeurs de précontrainte aussi élevées qu'en post-tension.
- Post-tension : elle consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos. Cette technique, relativement complexe, est généralement réservée aux grands ouvrages (ponts) puisqu'elle nécessite la mise en œuvre d'encombrantes « pièces d'about » (dispositifs mis en place de part et d'autre de l'ouvrage et permettant la mise en tension des câbles).

#### B. Ponts mixte :

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

#### C. Ponts voussoir :

Ils sont construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs, qui s'adaptent d'une manière très performante aux actions mécaniques telles que la torsion, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles, ces voussoirs sont fixés, à l'aide des câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Le tablier à hauteur variable devient plus économique et esthétique et il s'adapte sur une gamme de portées allant jusqu'à 300 m.

5.4. Type des ponts selon la portée :

Les ponts sont classifiés selon la portée comme suit :

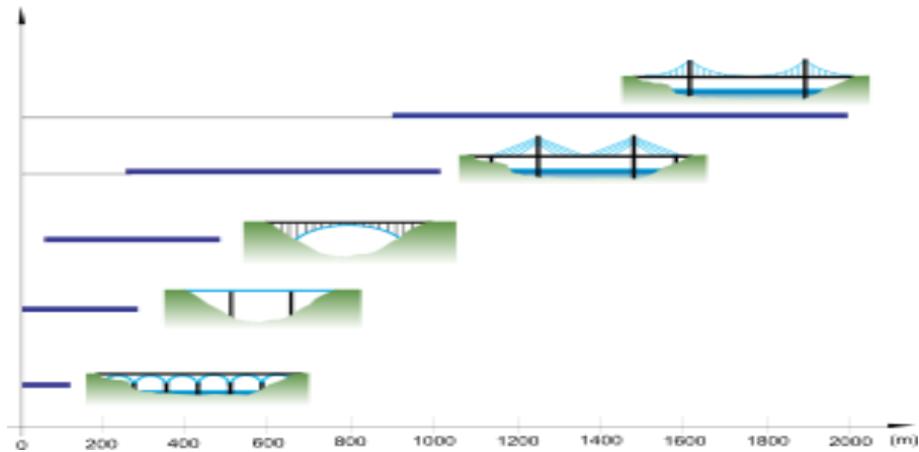


Figure II.7 : Classification des ponts selon la portée

5.5. Analyse multicritères :

Tableau 2.4 : Analyse multicritères.

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

Avec :

(+ favorable ; - Défavorable)

6. Conclusion :

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



# Chapitre III :

Caractéristiques des matériaux

## 1. Introduction

Afin de fixer les principales caractéristiques mécaniques du béton ainsi que de l'acier, l'étude de cet ouvrage est conformément aux règlements BAEL 91 rév. 99 et BPEL 91.

## 2. Caractéristiques mécaniques

### 2.1. Le béton

C'est un mélange de plusieurs matériaux avec un liant c'est-à-dire (graviers, gravillons, sables, ciment), c'est une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi, que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mêlé à de l'eau, on obtient une pâte homogène qui peut, selon le matériau, être moulée en atelier ou coulée sur chantier. Le béton fait alors **prise**, ce qui veut dire qu'il se solidifie (Durcissement).

Le matériau solidifié résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 à 40MPa et à la traction de 2 à 4 MPa).

Le béton précontraint, ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé sauf que l'on utilise sous contrainte plus élevée. Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre). Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers, Pour le béton précontraint, le dosage du ciment sera de l'ordre de 400 à 450 kg/cm<sup>3</sup>, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm<sup>3</sup>, qui nous garantiront une résistance de 35 Mpa au minimum.

### ✚ Béton précontraint

#### ➤ Résistance du béton

Le béton est caractérisé d'une forte résistance à la compression à l'âge de (28<sub>j</sub>), dite valeur caractéristique requise, elle est notée ( $f_{c28}$ ). La formule de contrôle qui permet de vérifier qu'elle est atteinte est :

$$f_{cj} = \left\{ \begin{array}{ll} 35MPa & \text{si } j > 28 \\ \frac{j}{4.76 \times 0.83^j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \end{array} \right\}$$

Le béton est caractérisé d'une faible résistance à la traction, celle-ci est notée ( $f_{tj}$ ). Elle est définie par la relation suivante :

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

Pour  $j = 28$ jour :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.6 \times 35 = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa pour les poutre.}$$

➤ **Contraintes admissibles à la compression :**

La contrainte de compression admissible est la contrainte maximale qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage. On distingue deux état :

- Etat Limite Ultime (ELU) :

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

Avec :

$f_{c28}$  : Résistance à la compression a 28 jour

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1.5$  situation durable où transitoire.

$\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée probable ( $t$ ) d'application de la combinaison d'action.

Il prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t > 24h \\ \theta = 0.9 & \text{Si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0.85 & \text{Si } t < 24h \end{cases}$$

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$  situation durable  $\rightarrow f_{bu} = 19.80 \text{ MPa}$  ( $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ )

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$  situation accidentelle  $\rightarrow f_{bu} = 25.86 \text{ MPa}$  ( $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ )

- Etat Limite de Service (ELS) :

La contrainte admissible de compression est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

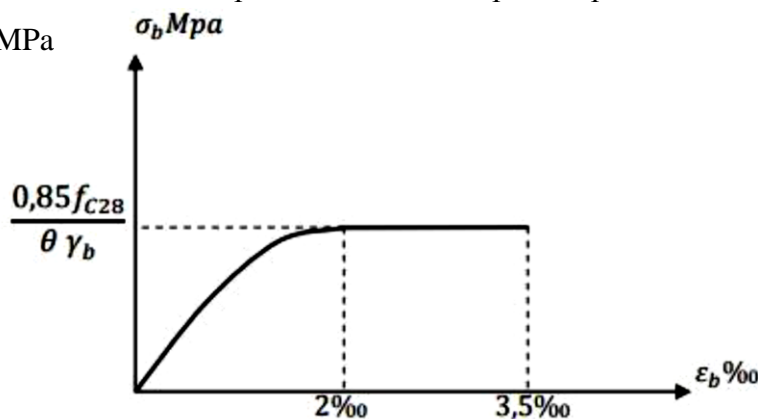


Figure III.1 : diagramme de contrainte-déformation

➤ **Diagramme longitudinal du béton :**

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton ( $E_{ij}$ ) défini par les BPEL comme suit :

- Module de déformation instantané du béton :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{35} = 35981.72 \text{ MPa}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée (différé) :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{35} = 12102.94 \text{ MPa}$$

➤ **Déformation transversale du béton :**

On considère la déformation transversale du béton par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson (le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale) Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ( $\nu$ ), prend les valeurs suivantes :

$$\nu = 0.20 \text{ Pour un béton non fissuré (E.L.S).}$$

$$\nu = 0 \text{ Pour un béton fissuré (E.L.U).}$$

✚ **Béton armé**

➤ **Résistance à la compression :**

$$f_{cj} = \left\{ \begin{array}{ll} 25 \text{ MPa} & \text{si } j > 28 \\ \frac{j}{4.76 \times 0.83j} \times f_{cj} & \text{si } j < 28 \end{array} \right\}$$

➤ **Résistance à traction :**

Elle est liée à la résistance à la compression. On adopte la formule suivante :

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

Pour  $j = 28$  jour :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.6 \times 25 = 21 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa pour les appuis et la dalle.}$$

➤ **Contrainte admissible du béton :**

On utilise la même équation que le béton précontraint pour les états limites (ELU et ELS), seulement la différence qui existe est la contrainte caractéristique à la compression  $f_{cj}$ .

- Etat Limite Ultime (ELU) :

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

$f_{c28}$  : Résistance à la compression a 28 jour

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :  $\gamma_b = 1.5$  situation durable où transitoire.

$\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée probable (  $t$  ) d'application de la combinaison d'action.

Il prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{Si } t > 24h \\ \theta = 0.9 \quad \text{Si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0.85 \quad \text{Si } t < 24h \end{array} \right.$$

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$  situation durable  $\rightarrow f_{bu} = 14.16$  MPa (  $f_{c28} = 25$  MPa )

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$  situation accidentelle  $\rightarrow f_{bu} = 18.47$  MPa (  $f_{c28} = 25$  MPa )

- Etat Limite de Service (ELS) :

La contrainte admissible de compression est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale :**

On utilise toujours les mêmes formules utilisée dans le béton précontraint.

- Module de déformation instantané du béton :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée (différé) :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

On béton armée le coefficient de poisson diminue un peu par rapport à celui de béton précontraint. Il prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0.15$  Pour un béton non fissuré (E.L.S).

$\nu = 0$  Pour un béton fissuré (E.L.U).

## 2.2. L'acier :

On distingue deux types d'acier aux ouvrages en béton précontrainte :

- Les aciers actifs ou les aciers de précontrainte : ils créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs : leur rôle est de reprendre les efforts tranchants, et limiter la fissuration.

### ✚ Les aciers actifs :

Les armatures actives de précontrainte sont des armatures en acier à haute résistance qui sont utilisées pour les constructions en béton précontraint. Ils sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. On distingue ses catégories comme suit : fils, barres, torons.

#### - Les fils :

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm. Ils peuvent être soit :

- Ronds et lisses pour la post-tension.
- Nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton pour pré-tension.

Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.



**Figure III.2 :** Fils pour le précontrainte.

#### - Les torons :

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres à trois fils ou autour d'un fil central à 7 fils.

- Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).
- Les torons à 3 fils de faible section (13,6 mm<sup>2</sup>) ne sont utilisés qu'en précontrainte par pré-tension.

- Les autres torons à 7 fils sont utilisés en pré-tension et en post-tension.

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants : 12,5 mm (fréquemment désigné par T13) ; 12,9 mm (T13S) ; 15,2 mm (T15) et 15,7 mm (T15S)



**Figure III.3 :** Torons de la précontrainte.

#### Les barres :

Les barres ont un diamètre supérieur ou égal à 12.5mm, elles ne sont livrées que rectilignes diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m. Elles peuvent être soit lisses tréfilées à leurs extrémités, soit nervurées.

Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm. Mais il existe des barres plus grosses ( $\varnothing$  40, 50 et même 75 mm). De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension. La longueur maximale disponible est de l'ordre de 18 m.



**Figure III.4 :** Barres de la précontrainte.

La résistance à prendre dans les calculs est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette de l'acier dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne  $F_{prg}$ , la contrainte correspondant s'appelant  $f_{prg}$ .

Selon les règlements de B.P.E.L la précontrainte initiale à prendre en considération pour les calculs est donnée par la formule qui suit :

$$P_0 = (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1476 \text{ Mpa}$$

**Avec :**

- $f_{prg}$  : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860 Mpa
- $f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1640 Mpa
- $\sigma_{P0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 f_{prg} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ MPa} \\ 0.9 f_{peg} = 0.9 \times 1640 = 1476 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_{P0} = 1476 \text{ MPa}$

Ses limite son garantie ALGA

- Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 Super TBR (très basse relaxation)
  - Nombre de toron par câble : 15
  - Section nominale de l'acier :  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$

#### ❖ Limite élastique garantie :

La limite d'élasticité est la contrainte à partir de laquelle un matériau arrête de se déformer d'une manière élastique, réversible et commence donc à se déformer de manière irréversible (plastique).

Cependant, comme ses aciers n'ont pas de palier de plasticité, la limite d'élasticité est définie comme étant la contrainte, qui après retour nulle laisse un allongement résiduel de (0.1%). La limite élastique conventionnelle des aciers représente (80 à 90%) de la résistance garantie.

❖ **Module de YOUNG :**

Le module de YOUNG ou module d'élasticité  $E_p$  des aciers de précontrainte a une valeur moyenne :

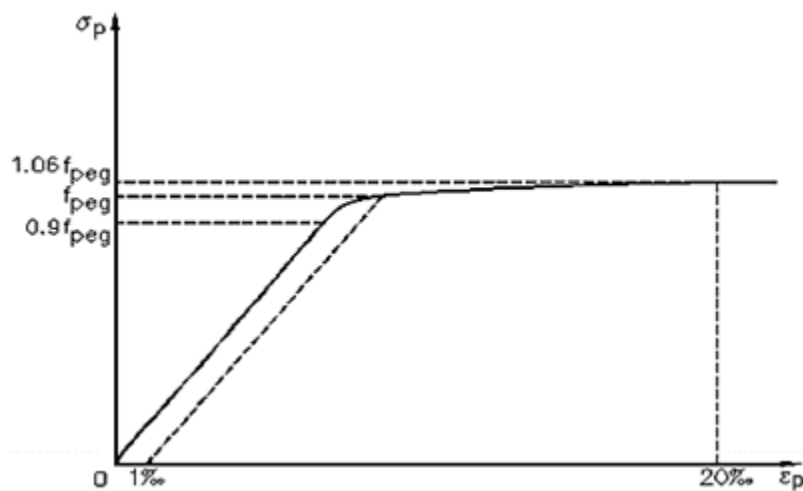
- $E_p = 200\ 000$  MPa pour les fils et barres ;
- $E_p = 190\ 000$  MPa pour les torons.

❖ **Diagramme contrainte de déformation :**

- Pour les fils tréfilés et les torons :

$$\text{Si } \sigma_p > 0,9f_{peg} : \varepsilon(p) = \sigma_p/E_p + 100 (\sigma_p/f_{prg} - 0,9)^5$$

$$\text{Si } 0 < \sigma_p < 0,9f_{peg} : \varepsilon(p) = \sigma_p/E_p$$

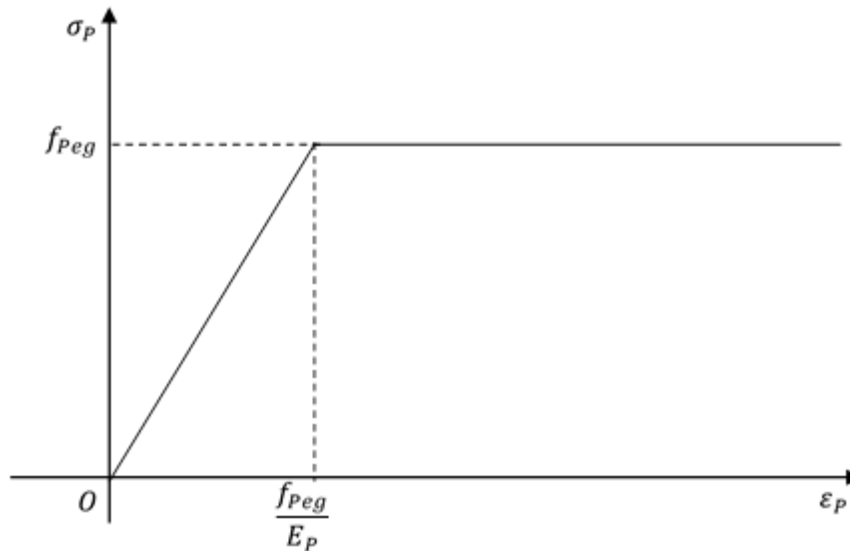


**Figure III.5 :** Diagramme contrainte-déformation pour les fils tréfilés et torons.

- Pour les fils tressés et pour les barres :

$$\sigma_p = E_p \varepsilon_p \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p < f_{peg} / E_p$$

$$\sigma_p = f_{peg} \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p > f_{peg} / E_p$$



**Figure III.6 :** Diagramme contrainte-déformation pour les fils trempés et les barres.

Comme il existe d'autres caractéristiques telles que : la résistance à la fatigue, la corrosion sous-tension...etc.

#### ✚ Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé. On trouve :

- Les armatures de traction.
- Les armatures de peau.
- Les armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant.

Les aciers utilisés couramment sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes (FeE40) (fe500), la limite élastique de ces aciers est respectivement (400 et 500 MPa).

- Nous utiliserons un acier ( $f_e E400$ ).
- Module d'élasticité longitudinale est ( $E_s = 200000$  MPa).

#### ❖ Contrainte limite de traction :

##### a) E.L.U :

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

Avec :

$\gamma_s = 1$  cas accidentel

$\gamma_s = 1.5$  cas durable

**b) E.L.S :**

- Cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110(\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

- Cas d'une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90(\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

Avec :

$$\eta : \text{coef de fissuration} \Rightarrow \eta = \begin{cases} 1 \text{ pour treilles a soudé et rond lisse} \\ 1.6 \text{ pour acier a haute adhérence} \end{cases}$$

**3. Conclusions :**

Les principales caractéristiques utilisées sont :

- Le béton ( $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{c28} = 35\text{MPa}$ ).
- Les aciers passifs ( $f_{eE400}$ ) et les acier actifs (des câbles 7T15s).

A dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow points from the bar towards the right, pointing towards the chapter title.

# Chapitre IV :

Caractéristiques du tablier

A series of thin, curved lines in shades of blue and grey originate from the bottom of the dark blue vertical bar and sweep upwards and to the right, creating a decorative, organic shape.

## 1. Introduction

Dans le chapitre précédent, on a déterminé et constaté les caractéristiques des matériaux utilisés, afin d'évaluer la capacité de nos éléments, constituant notre ouvrage. Cependant dans ce chapitre nous allons voir les caractéristiques géométriques du tablier : des poutres seules et avec hourdis, pour les différentes sections.

## 2. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques principales de cet ouvrage sont les suivantes :

- La longueur totale du pont est  $L = 66\text{m}$
- La portée des poutres  $L = 22\text{m}$
- La largeur du tablier  $L = 11.50\text{m}$
- La largeur rouable  $L_R = 8.48\text{m}$
- La largeur chargeable  $L_c = L_R - 2 \times 0.50 = 7.48\text{m}$
- Le nombre de voie de circulation :  $n = L_R / 3 = 2.82\text{m}$  en opte pour 2 voies
- La largeur d'une voie  $v = L_c / n = 3.74\text{m}$  et deux bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière).

Donc c'est un pont de **1<sup>er</sup> classe**,  $L_r \geq 7\text{m}$

## 3. Pré-dimensionnement du tablier

Les éléments qui constituent un tablier sont :

- Les poutres.
- La dalle.
- Les équipements du tablier.

### 3.1. Dimensionnement de la poutre

Une poutre c'est un élément porteur horizontal et linéaire qui fait partie d'une structure d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Elle reçoit des actions mécaniques afin de les transmettre sur des appuis.

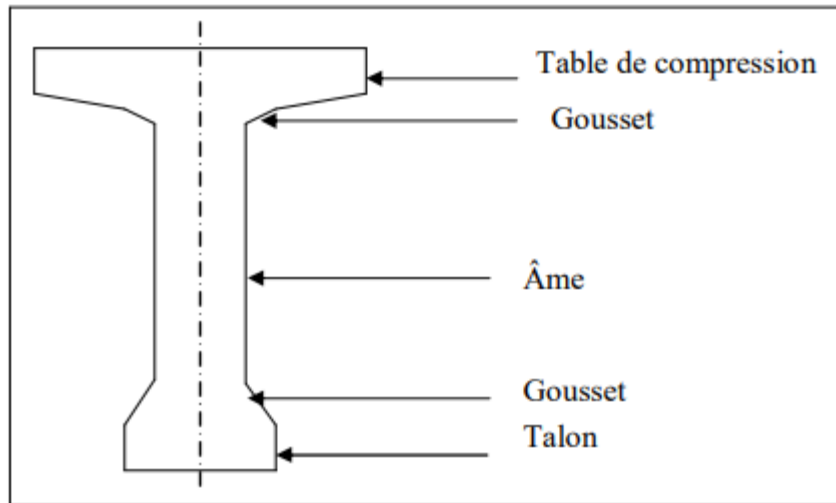


Figure IV.1 : éléments d'une poutre.

#### ▪ La hauteur des poutres

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, on risque de présenter une grande prise au vent, dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur, conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

La hauteur d'une poutre de pont selon les recommandations de SETRA, est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{Ht}{L} = \frac{1}{18}$$

Avec :

$Ht$  : la hauteur totale du tablier.

Donc :  $Ht = 22 / 18 = 1.22$  m, selon **G. DREUX** et pour les ponts à poutre ( $L \geq 20$  m).

$$\frac{L}{22} \leq Hp \leq \frac{L}{18}$$

Pour  $L = 22$  m on aura :  $1 \leq Hp \leq 1.22$

Donc la hauteur de la poutre est :  **$Hp = 1.20$  m**

#### ▪ Epaisseur de l'âme

Elle est comprise généralement entre 20 et 25 centimètres, et cette épaisseur courante de l'âme est suffisante, même au voisinage des appuis. Elle est choisie en fonction de l'espacement entre axes des poutres.

Pour notre projet on opte pour :  $b_0 = 20 \text{ cm}$

- **Largeur du talon**

Elle est donnée comme suit :

$$0.50 \leq L_t \leq 0.80$$

On opte pour :  $L_t = 50 \text{ cm}$

- **L'épaisseur du talon**

On prend :  $E_t = 20 \text{ cm}$

- **Le nombre des poutres**

On applique la formule qui suit :

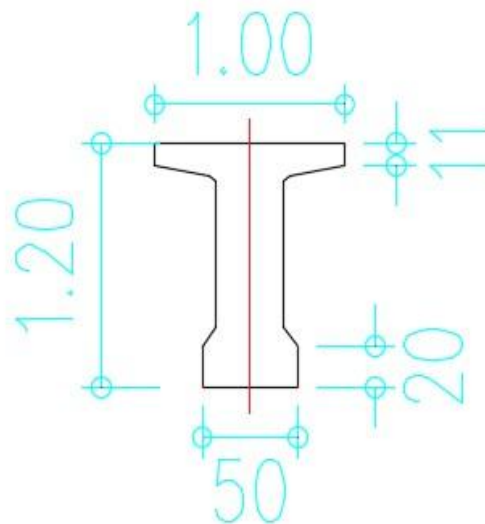
$$N = \frac{L_a}{d} + 1$$

Avec :

$L_a$  : Entraxe des poutres extrémités qui est égale a : 10.43 m

$d$  : entraxe des poutre : 1.16

En déduit que : le nombre des poutres  $N = 10$  poutre



**Figure IV.2 :** Dimension essentiel de la poutre.

### 3.2. Dimensionnement de la dalle

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont. Elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles, militaires et exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces dernières aux poutres.

#### ▪ La longueur de la dalle

La longueur de la dalle ou de l'hourdis prend la longueur de la poutre :

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

#### ▪ La largeur de la dalle

La largeur de la dalle c'est la largeur de la chaussée rouable plus la largeur des trottoirs :

Pour notre cas, la largeur rouable égale à 8.48 m et on a deux trottoir chacun de 1.51.

Donc  $l_d = 11.50\text{ m}$ .

#### ▪ L'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est déterminée selon l'entraxe de la poutre, autrement dit, plus l'entraxe des poutres est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande.

Dans le cas général, l'épaisseur de la dalle est  $E_d = 0.25\text{ m}$

### 3.3. Les équipements du pont (superstructure)

Les équipements du pont sont présentés comme suit :

- Les trottoirs : leur rôle est de protéger les piétons en les isolant avec une simple surélévation par rapport à la voie de circulation. La longueur d'un trottoir est pareil que la longueur de la poutre, la longueur optée est de :  $l_t = 1.51\text{m}$  et d'épaisseur :  $e_t = 0.26\text{ m}$ .
- Les corniches : leur rôle est beaucoup plus esthétique, parfois elle sert de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse. Souvent, on utilise les corniches en béton armé préfabriqué.  
Dans notre cas, on prend une corniche de 0.49m et de 0.68m de hauteur.
- La chape d'étanchéité : elle est appliquée en surface plane. Dans notre cas elle est égale à 8cm.
- Assainissement : d'un point de vue esthétique les descentes d'eau doivent être plus discrète que possible. Lorsqu'elles doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.
- Joints de chaussées : il dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse).

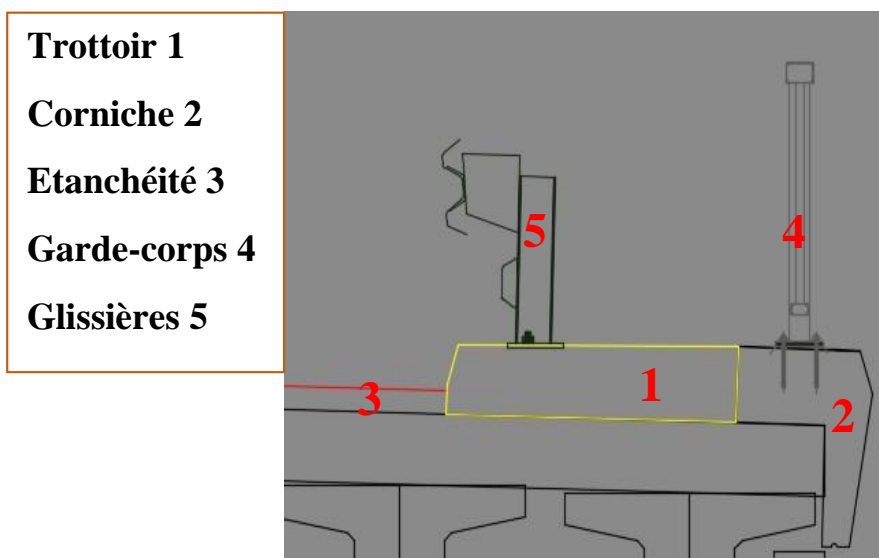
- **Les garde de corps** : son rôle principal est la sécurité des piétons, ainsi que l'esthétique de l'ouvrage. Pour notre cas on opte pour un garde-corps de type I.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultant de la formule suivante :  $0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05$  m

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans notre projet la hauteur du garde-corps est de 1m.

- **Les glissières** : leur rôle est de protéger les piétons contre le trafic. Dans notre projet, on a deux glissières de 0.65m de hauteur.



**Figure IV.3** : Equipement du pont (superstructure).

#### **4. Détermination des caractéristiques géométrique de la poutre**

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont données comme suit :

##### **4.1.Poutre en béton précontraint section d'about :**

Les caractéristiques géométriques de la poutre seule en béton précontraint sont présentées sur la figure 4.4 :

➤ Poutre seule :

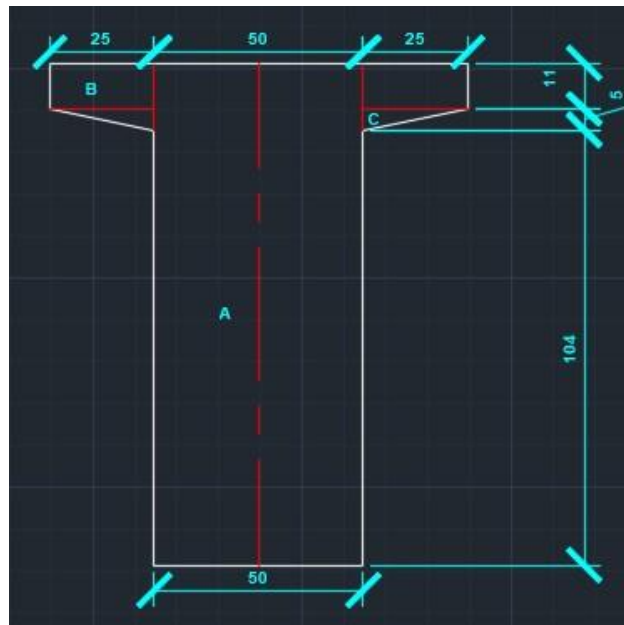


Figure IV.4 : Section de la poutre seule (sans hourdis).

Tableau 4.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule.

Désignations	Dimensions				Caractéristiques		
	X	Y	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B×Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup>
A	50	120	6000	60	360000	7200000	28800000
B*2	25	11	275	114.5	31487.5	5545.83	3610864.58
C*2	25	5	62.5	107.33	6708.12	86.80	720069.86
B brute			6337.5				
B nette			6020.625				
S/Δ brute					398195.62		
S/Δ nette					378285.84		
I/Δ brute							33130934.7
I/Δ nette							31474388

I : Moment d’inertie finale

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 62.83 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 62.83 = 57.17 \text{ cm}$$

$$IG = \frac{1}{\Delta} - B \times V'^2 = 7701323.643 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_{Nette}} = 0.3382 ; \rho = 33.82 \% \text{ donc correspond a une section légère}$$

Fibre supérieure (cm)	Fibre intérieure (cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géométrique ρ%
62.83	57.17	7701323.643	33.82

➤ Poutre avec hourdis :

Les caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis sont données dans le tableau IV.5.

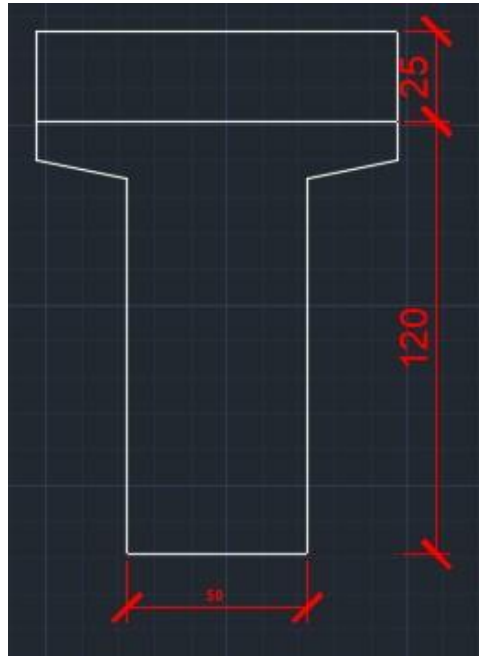


Figure IV.5 : Poutre avec hourdis.

Tableau 4.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.

Désignations	Dimensions		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B×Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup>
<b>Poutre</b>			6337.5		398195.62		33130934.7
<b>Dalle</b>	100	25	2500	132.5	331250	130208.33	44020833.33
<b>B brute</b>			8837.5				
<b>B nette</b>			8395.625				
<b>S/Δ brute</b>					729445.62		
<b>S/Δ nette</b>					692973.34		
<b>I/Δ brute</b>							77151768.03
<b>I/Δ nette</b>							73294179.63

I : Moment d’inertie finale

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 82.54\text{cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 82.54 = 62.46\text{ cm}$$

$$IG = \frac{I}{\Delta} - B \times V'^2 = 16943192.02\text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_{Nette}} = 0.39 ; \rho = 39\% \text{ donc correspond a une section légère}$$

Fibre supérieure V (cm)	Fibre intérieure V' (cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géométrique ρ%
62.46	82.54	16943192.02	39%

4.2.Poutre en béton précontraint section Intermédiaire

➤ Poutre seule :

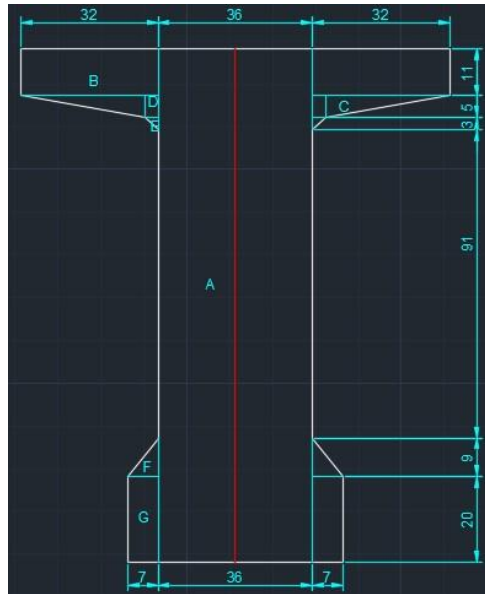


Figure VI.6 : Section de la poutre seule.

Tableau 4.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

Désignations	Dimensions			Caractéristiques			
	X	Y	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B×Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup>
<b>A</b>	36	120	4320	60	259200	5184000	20736000
<b>B*2</b>	32	11	352	114.5	40304	3549.33	4618357.33
<b>C*2</b>	29	5	145	107.33	15562.85	100.69	1670461.38
<b>D*2</b>	3	5	15	106.5	1597.5	31.25	170165
<b>E*2</b>	3	3	9	103	927	2.25	95483.25
<b>F*2</b>	7	9	63	24.5	1543.5	141.75	39359.25
<b>G*2</b>	7	20	140	10	1400	4666.66	18666.66
<b>B brute</b>			5044				
<b>B nette</b>			4791.8				
<b>S/Δ brute</b>					320534.85		
<b>S/Δ nette</b>					304508.11		
<b>I/Δ brute</b>							27348492.87
<b>I/Δ nette</b>							25981068.23

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 63.55 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 63.55 = 56.45$$

$$I_{GN} = \frac{I}{\Delta} - B \times V'^2 = 6977781.86 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_{Nette}} = 0.4059 ; \rho = 40.59 \% \text{ donc correspond a une section légère}$$

Fibre supérieure V (cm)	Fibre intérieure V' (cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géométrique ρ%
56.45	63.55	6977781.86	40.59%

➤ Poutre avec hourdis :

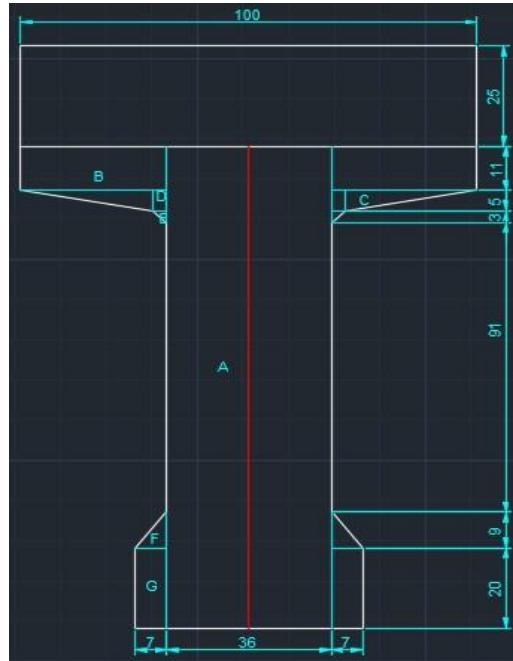


Figure IV.7 : Poutre avec hourdis.

Tableau 4.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis

Désignations	Dimensions				Caractéristiques		
	X	Y	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B×Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup>
<b>Poutre</b>			5044		320534.85		27348492.87
<b>Dalle</b>	100	25	2500	132.5	331250	130208.33	44020833.33
<b>B brute</b>			7544				
<b>B nette</b>			7166.8				
<b>S/Δ brute</b>					651784.85		
<b>S/Δ nette</b>					619195.61		
<b>I/Δ brute</b>							71369326.20
<b>I/Δ nette</b>							67800859.98

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

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

$$I_{GN} = \frac{I}{\Delta} - B \times V'^2 = 15053667.96\text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_{Nette}} = 04148 ; \rho = 41.48\% \text{ donc correspond a une section légère}$$

Fibre supérieure V' (cm)	Fibre intérieure V (cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géométrique ρ%
86.40	58.60	15053667.96	41.48%

4.3.Poutre en béton précontraint section Médiane

➤ Poutre seule :

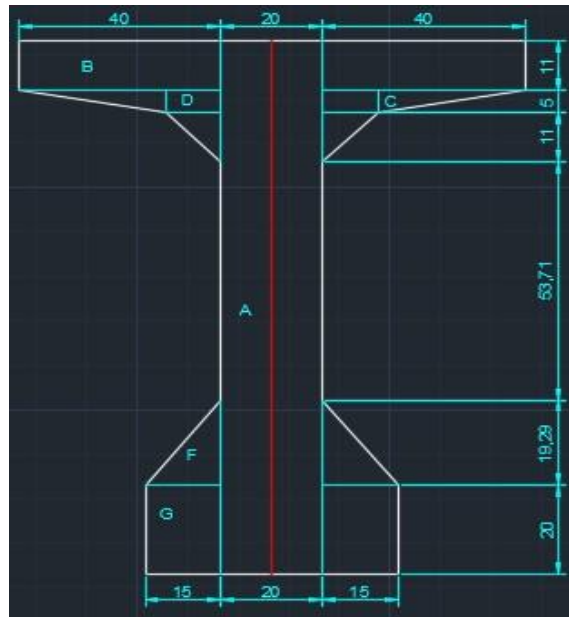


Figure IV.8 : Section de la poutre seule.

Les caractéristiques géométriques de la poutre seule sont présentées dans le tableau IV.5.

Tableau 4.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule.

Désignations	Dimensions			Caractéristiques			
	X	Y	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B×Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup>
<b>A</b>	20	120	2400	60	144000	2880000	11520000
<b>B*2</b>	40	11	440	114.5	50380	8873.33	5777383.33
<b>C*2</b>	29	5	145	107.33	15562.85	100.69	1670461.38
<b>D*2</b>	11	5	55	106.5	5857.50	229.66	624053.41
<b>E*2</b>	11	11	121	100.33	12140.33	406.69	1218405.87
<b>F*2</b>	15	19.29	289.35	26.43	7647.52	2990.79	205114.76
<b>G*2</b>	15	20	300	10	3000	20000	500000
<b>B brute</b>			3750.35				
<b>B nette</b>			3562.83				
<b>S/Δ brute</b>					238588.20		
<b>S/Δ nette</b>					226658.80		
<b>I/Δ brute</b>							21515418.75
<b>I/Δ nette</b>							20439647.81

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 63.62\text{cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 63.62 = 56.38\text{ cm}$$

$$I_{GN} = \frac{I}{\Delta} - B \times V'^2 = 6335860.624 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_{Nette}} = 0.4957 \text{ donc : } \rho = 49.57 \% \text{ donc correspond a une section légère}$$

Fibre supérieure V' (cm)	Fibre intérieure V (cm)	Centre de gravité (cm)	Rendement géométrique ρ%
63.62	56.38	6335860.624	49.57%

➤ Poutre avec hourdis :

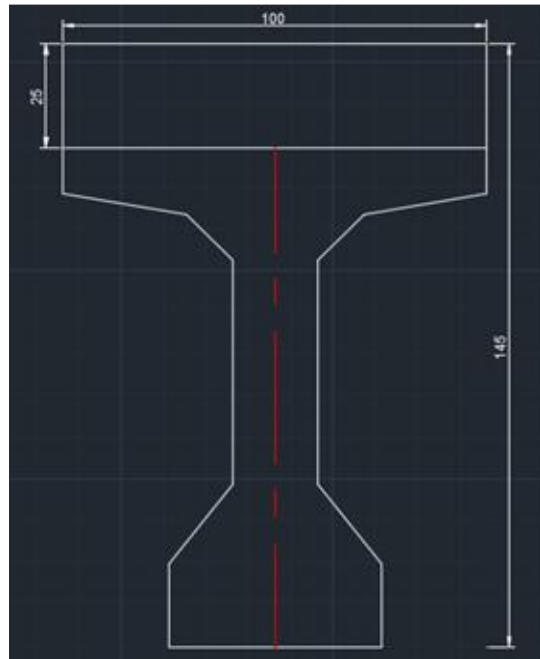


Figure IV.9 : Section de la poutre médiane avec hourdis.

Tableau 4.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.

Désignations	Dimensions		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B×Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup>
<b>Poutre</b>			3750.35		238588.20		21515418.75
<b>Dalle</b>	100	25	2500	132.5	331250	130208.33	44020833.33
<b>B brute</b>			6250.35				
<b>B nette</b>			5937.83				
<b>S/Δ brute</b>					569838.20		
<b>S/Δ nette</b>					541346.29		
<b>I/Δ brute</b>							65536252.08
<b>I/Δ nette</b>							62259439.48

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

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

$$I_{GN} = \frac{I}{\Delta} - B \times V'^2 = 13583537.27 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_{Nette}} = 0.4661 \text{ donc : } \rho = 46.61 \% \text{ donc correspond a une section légère}$$

Fibre supérieure V' (cm)	Fibre intérieure V (cm)	Centre de gravité(cm)	Rendement géométrique $\rho\%$
91.17	53.83	13583537.27	46.61%

### Notation :

B : la section

Z : distance entre le centre de gravité de la section i (A.....G) et l'axe Z

S/ $\Delta$  : moment statique de la section i par rapport à l'axe Z

$I_0$  : moment d'inertie propre de la section i

- Pour une section rectangulaire :  $I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$
- Pour une section triangulaire :  $I_0 = \frac{b \times h^3}{36}$

I : moment d'inertie finale.

A dark blue vertical bar is positioned on the left side of the page. A blue arrow points from the right side of this bar towards the chapter title.

# Chapitre V :

Calculs des charges et surcharges

A series of thin, dark blue and grey wavy lines originate from the bottom left corner and curve upwards and to the right, creating a decorative graphic element.

### 1. Introduction :

Dans le chapitre précédent nous avons vu le pré-dimensionnement des éléments du tablier, cependant, dans ce chapitre on va étudier et calculer les charges et les surcharges (permanentes, variables), que le pont doit supporter (fonction porteuse).

### 2. Calcul des charges :

On peut citer deux types de charge :

- Charge permanente.
- Complément des charges permanentes.

#### 2.1. Calcul des charges permanentes (CP)

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

- Les poutres :

Le poids des poutres est donné comme suit :

$$P_p = \gamma_b \cdot S_p = 2.5 \times 0.5571 \times 10 = 13.93 \text{ t/ml}$$

- La dalle :

Le poids de la dalle est de :

$$P_{dalle} = \gamma_b \cdot S_h = 2.5 \times 0.25 \times 11.50 = 7.1875 \text{ t/ml}$$

Donc : Le poids totale CP est de :

$$CP = P_p + P_{dalle} = 13.93 + 7.1875 = 21.12 \text{ t/ml}$$

$$\mathbf{CP = 21.12 \text{ t/ml}}$$

#### 2.2. Calcul des compléments de charges permanentes (CCP) :

- **Revêtement**

Le poids du revêtement  $P_r$  est de :

$$P_r = 0.08 \times 8.48 \times 2.4 = 1.628 \text{ t/ml}$$

- **Bordures et corniche**

Soit :  $S_b$  section de la bordure et  $S_c$  section de la corniche :

$$S_b = 0.2865 \text{ m}^2$$

$$S_c = 0.1954 \text{ m}^2$$

La section totale de la bordure et corniches est :

$$S_t = 0.4819 \text{ m}^2$$

Donc : le poids total revenue à la bordure et la corniche  $P_t$  est :

$$P_t = 0.4819 \times 2.5 \times 2$$

$$P_t = 2.4095 \text{ t/ml}$$

- **Garde-corps**

On prend :  $P_{GC} = 2 \times 0.2 = 0.4 \text{ t/ml}$

- **Glissières**

Le poids de la glissière  $P_g$  est de :  $P_g = 2 \times 0.1 = 0.2 \text{ t/ml}$

Donc on aura :

CCP = poids de revêtement + bordures et corniches + gardes corps + Glissières

$$\text{CCP} = 1.628 + 2.4095 + 0.4 + 0.2 = 4.6375 \text{ t/ml}$$

### 2.3.Poids total propre du tablier

Le poids total du tablier G est donné comme suit :

$$G = CP + CCP = 21.12 + 4.6375 = 25.76 \text{ t/ml}$$

$$G = 25.76 \times L = 25.76 \times 22 = 566.72 \text{ t}$$

$$\mathbf{G = 566.72 \text{ t}}$$

#### ✚ Récapitulation :

**Tableau 5.1** : Poids total du tablier (une travée).

Poids total d'une travée	566.72 t
Poids par mètre pour travée	25.76/ml

### 3. Calcule des surcharges :

#### 3.1.Classe du pont

**Tableau 5.2** : Classes du pont.

Classe du pont	Largeur rouable
<u>1</u>	$L_R \geq 7\text{m}$
<u>2</u>	$5.5 < L_R < 7\text{m}$
<u>3</u>	$L_R \leq 5.5\text{m}$

Notre pont est de **1<sup>er</sup> classe**

### 3.2. Nombre des voies

- ✓ Largeur rouable : c'est la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou de bordures.
- ✓ Largeur chargeable : c'est la largeur rouable en enlevant une bande de 0.50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière).

Dans notre cas il existe une glissière de chaque côté.

$$L_C = L_R - 2 \times 0.5 = 8.48 - 1 = 7.48 \text{ m}$$

$$N = E \left( \frac{L_C}{3} \right) = E \left( \frac{7.48}{3} \right) = 2.49$$

Donc : **N = 2 voies.**

### 3.3. Largeur d'une voie

La largeur  $L_v$  de la voie est :  $L_v = \frac{L_C}{N} = \frac{7.48}{2} = 3.74 \text{ m}$

### 3.4. Evaluation des surcharges :

- ✓ **Système A(l)**

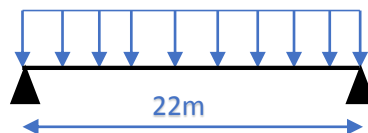
La charge A(l) est donnée en fonction de la longueur chargée (L) exprimée en mètres par la formule :

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

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{22 + 12} \text{ Kg/m}^2$$

$$A(L) = 1288.82 \text{ Kg/m}^2$$

$$A(L) = 1.289 \text{ t/m}^2$$



**Figure V.1 : Système A(l)**

**Tableau 5.3 :** caractéristique du système A(l).

		Description						
Coefficient multiplicateur a1	Valeur de a1	Nombre de voies chargée	1	2	3	4	≥ 5	
	Classe du pont		1 <sup>ère</sup>	1	1	0.9	0.75	0.7
			2 <sup>ème</sup>	1	0.9	-	-	-
			3 <sup>ème</sup>	0.9	0.8	-	-	-
Coefficient multiplicateur a2	$a_2 = \frac{V_0}{V}$	Classe du pont (V <sub>0</sub> )	1 <sup>ère</sup>		3.5			
			2 <sup>ème</sup>		3			
			3 <sup>ème</sup>		2.75			
Charge par mètre	Cas d'une voie chargée : $q_{all} = A(l).a_1.a_2.V$							
	Cas de deux voie chargée : $q_{all} = A(l).a_1.a_2.2V$							

Notre pont est de 1ere classe et en as deux voie donc  $\rightarrow \left\{ \begin{matrix} a_1 = 1 \\ a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3.5}{3.74} = 0.93 \end{matrix} \right\}$

Avec :

V : étant la largeur d'une voie donnée comme suit :  $V = \frac{L_C}{N} = \frac{7.48}{2} = 3.74m$

Les résultats sont inscrits dans le tableau 5.4 ci-dessous :

**Tableau 5.4 :** le résultat du système de charge A(l).

Nombre de voies	a1	a2	A(l).a1.a2	Largeur de voie	Q(AI) (t /ml)
1	1	0.93	1.199	3.74	4.484
2	1	0.93	1.199	7.48	8.968

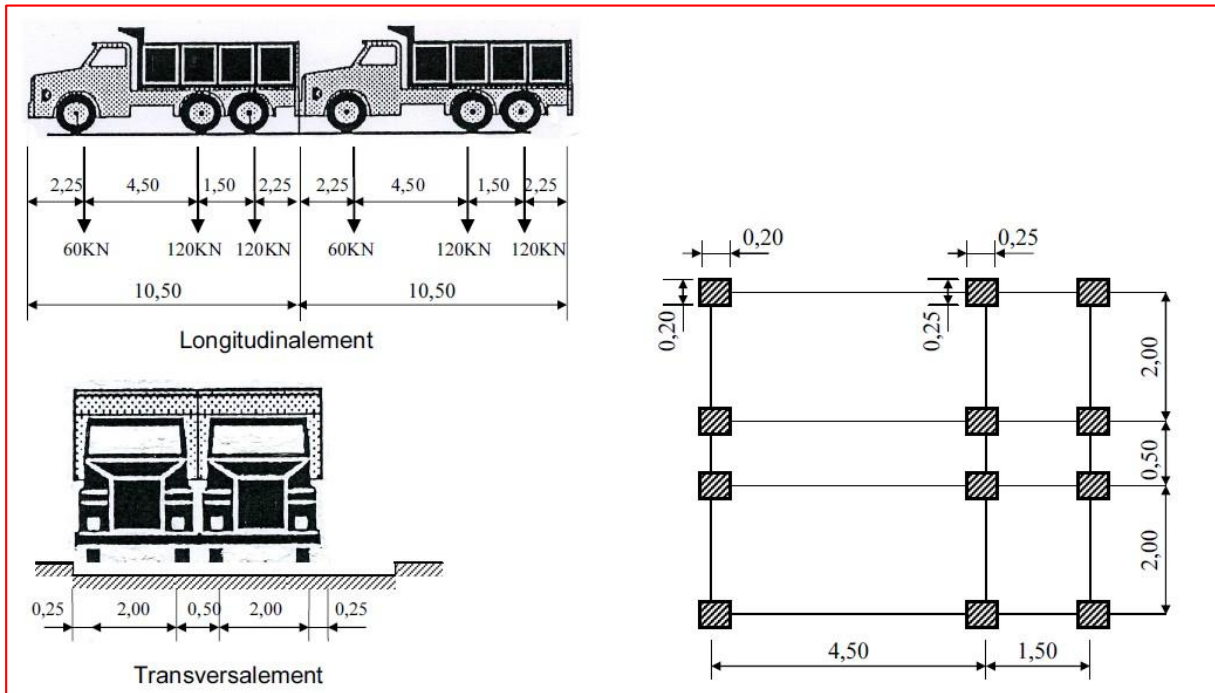
✓ **Système B**

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types,
- Le système Br se compose d'une roue isolée,
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommes essieux tandems.

✓ **Système Bc :**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux (un essieu avant de 6t et deux essieu arrières de 12t), tous à roues simples munies de pneumatiques. Le système Bc est montré dans la figure suivante :



**Figure V.2 : Système Bc.**

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système **Bc** prises en compte sont multipliées par les coefficients **bc** du **tableau V.5** ci-après :

**Tableau 5.5 : valeur de bc.**

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1 <sup>ère</sup>	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2 <sup>ème</sup>	1.00	1.00	-	-	-
3 <sup>ème</sup>	1.00	0.80	-	-	-

La charge max du système est :

$$S1 = 2 \times 30 \times 2 = 120 \text{ t}$$

$$S1 = 120\text{t}$$

On un pont de deux voies et de premier classe → bc = 1.10 (d'après le tableau précédent)

D'où:

$$S = S1 \times bc = 120 \times 1.10 = 132\text{t} \rightarrow \mathbf{S = 132\text{t}}$$

- **Calcul du coefficient de majoration :**

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec :

L : la longueur de l'élément → L= 22m

S : la surcharge maximale (poids totale du système multiplier par bc) → S = 132t

G : la charge permanente → G = 566.72t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(22)} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{566.72}{132}} = 1.107$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.6 :** Résultat de système de charge Bc.

Nombre de voies chargées	Bc	δ	Charge par essieu		
1	1.20	1.110	E.AV	6×1.20×1.110	7.992
			E.AR	12×1.20×1.110	15.984
2	1.10	1.107	E.AV	2×6×1.1×1.107	14.612
			E.AR	2×12×1.1×1.107	29.224

Avec :

E.AV : essieu avant ; E.AR : essieu arrière.

✓ **Système Bt :**

Le système **Bt** se compose de deux essieux à roues simples munies de pneumatiques, il est applicable seulement pour les ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classes, 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 classe du pont.

Le système **Bt** est montré dans la figure suivante :

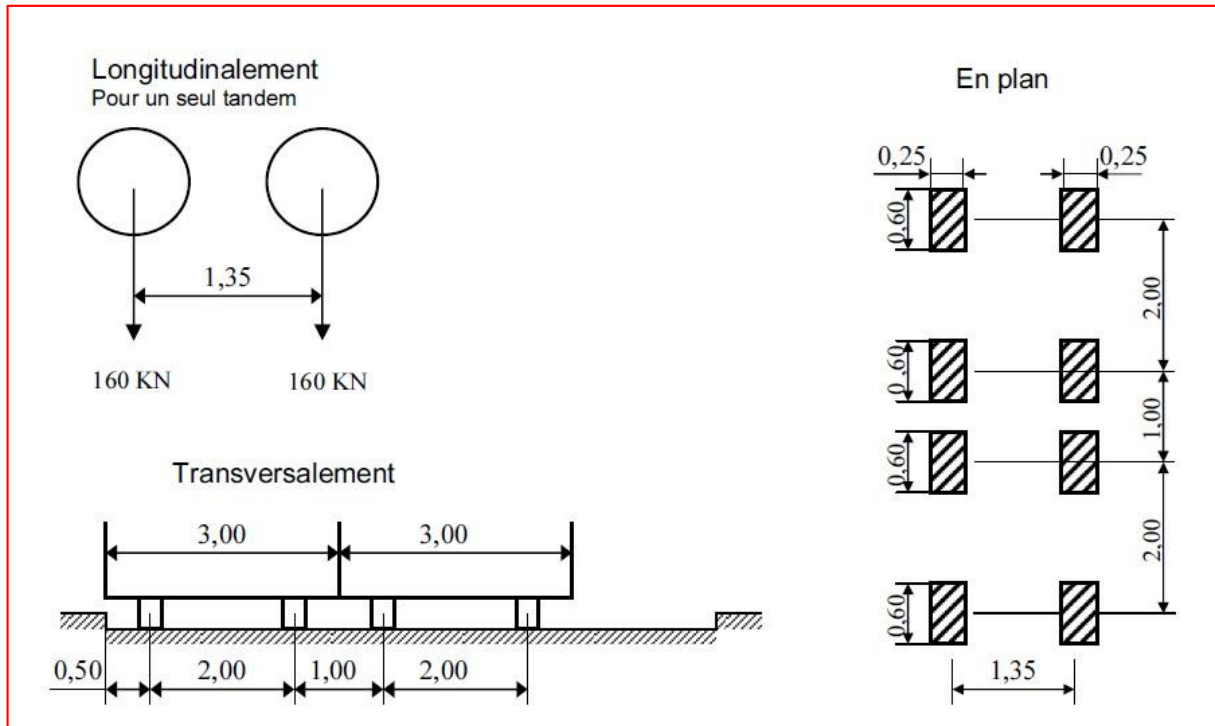


Figure V.3 : Système Bt

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système **Bt** prises en compte sont multipliées par les coefficients **bt** suivants :

Tableau 5.7 : valeur de bt.

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup>
Coefficient bt	1	0.9

Masse totale : 32t

$$S = S1 \times bt$$

bt = 1 (à partir du tableau 5.7)

$$S = 32 \times 2 \times 1 = 64t \rightarrow \text{pour 2 tandem}$$

$$G = 566.72t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(22)} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{566.72}{64}} = 1.090$$

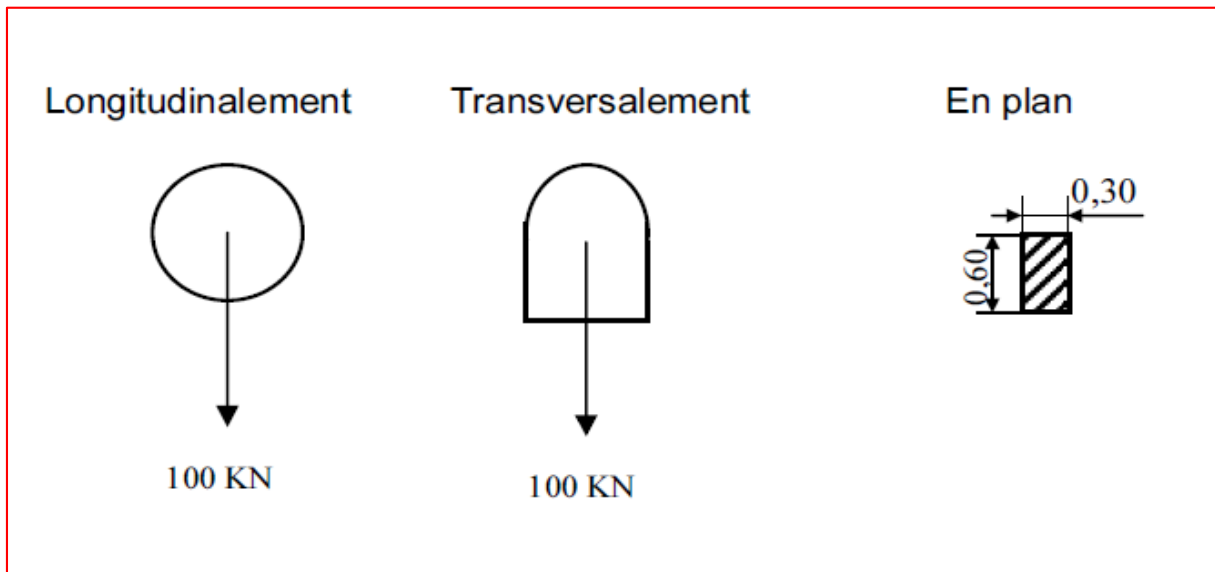
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.8 :** Résultat de système de charge Bt.

Nombre de tandem	Bt	$\delta_{Bt}$	Charge par essieu (t)	
1	1	1.082	$16 \times 1 \times 1 \times 1.082$	17.31
2	1	1.090	$16 \times 2 \times 1 \times 1.090$	34.88

✓ **Système Br :**

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placée n'importe où sur la largeur rouable pour avoir le cas le plus défavorable.



**Figure V.4 :** Système Br

La charge du système Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

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

$$G = 566.72\text{t}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(22)} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{566.72}{10}} = 1.076$$

$$\mathbf{Br = S \times \delta = 10 \times 1.076 = 10.76t}$$

✓ **Système Militaire MC120 :**

Un véhicule type du système Mc 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

Les véhicules de types militaires sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

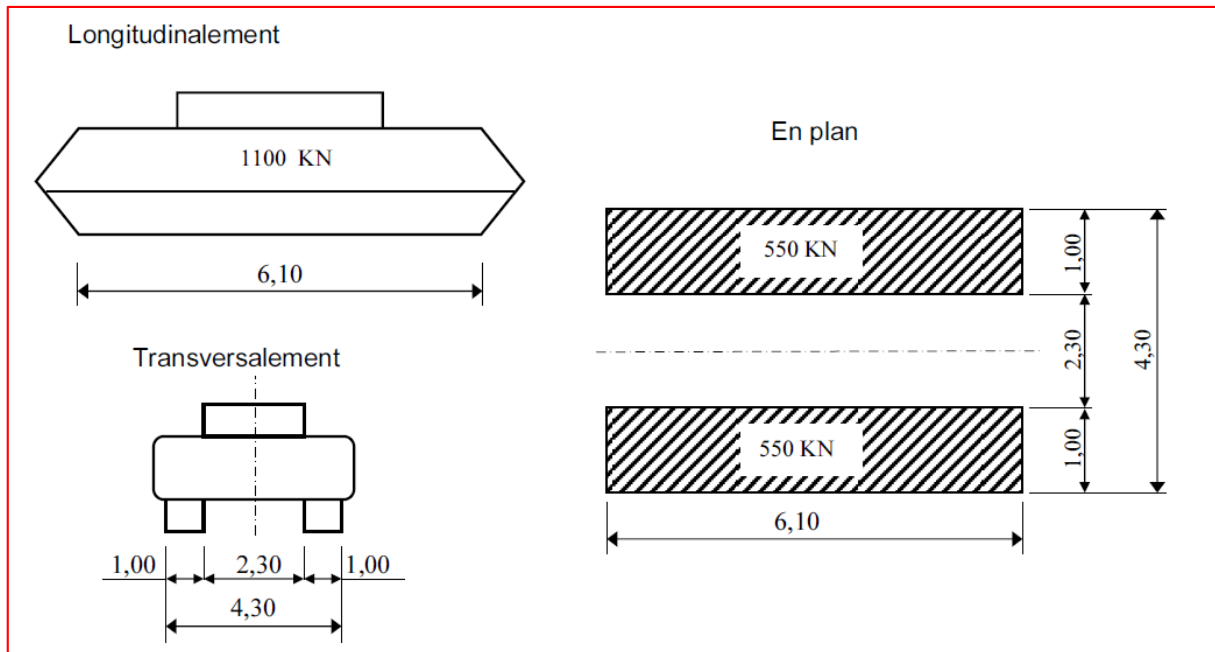


Figure V.5 : Système MC120.

Masse total de la chenille : S = 110t

G = 566.72t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(22)} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{566.72}{110}} = 1.120$$

P = 110 × 1.12 = 123.2t

Soit :  $M_c = \frac{123.2}{6.1} = 20.197t/ml$

✓ **Système Militaire MC120 :**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

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

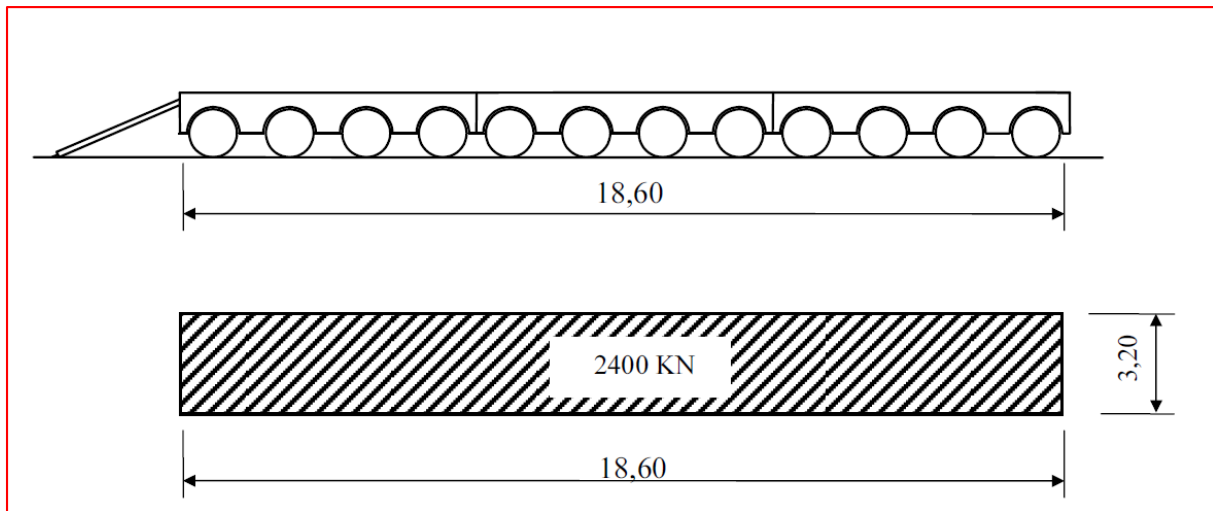


Figure V.6 : Convoi D240.

$$Q_{D240} = \frac{240}{18.6} = 12.903 \text{ t/ml}$$

✓ **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/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service.
- 1,25 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction.

✓ **L'effet du séisme :**

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

- $\epsilon_H = 0.20G$  Dans le sens horizontal
- $\epsilon_V = 0.20G$  Dans le sens vertical

Dans notre cas :  $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_H = 0.20 \times 566.72 = 113.344t \\ \epsilon_H = 0.06 \times 566.72 = 34t \end{array} \right\}$

✓ **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.

L'effet de freinage correspond au système A(l). Il est donné par la formule suivante :

$$F_H = F \times A(l)$$

Avec :  $F = \frac{1}{20+0035 \times S}$  avec  $S = Lc \times L$  (Surface chargée en  $m^2$ )

#### 4. Conclusion

Après avoir calculé les charges et surcharges, on modélise notre tablier avec le logiciel Autodesk **Robot Structural Analysis Professional 2019**.



# Chapitre VI :

Modélisation du tablier

## 1. Introduction

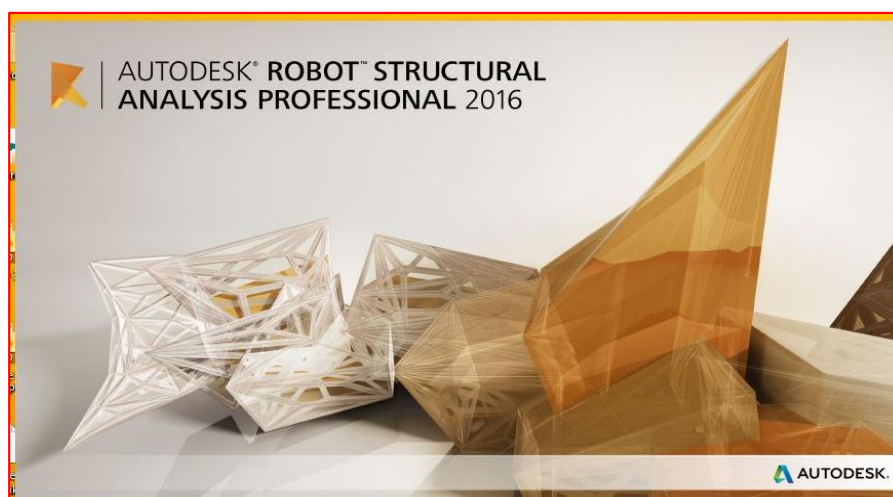
La modélisation a pour objectif, d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence, la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur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

La mécanique des milieux continus (MMC), apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement ;

## 2. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2019

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 fournit aux ingénieurs structurels des capacités avancées de simulation et d'analyse de bâtiments pour des structures complexes et complexes. Le logiciel offre un flux de travail en douceur, permettant aux ingénieurs d'effectuer plus rapidement la simulation et l'analyse de diverses structures.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional calcule une grande variété de structures à l'aide d'un ensemble complet de codes de conception. Il produit des résultats en quelques minutes plutôt qu'en quelques heures. Ce logiciel d'ingénierie des structures est assez polyvalent pour analyser des charpentes simples ou des éléments finis complexes, et pour concevoir des structures d'acier ou de béton armé. Il offre une interopérabilité parfaite avec les autres produits de génie des structures d'Autodesk et les applications de tiers.



**Figure VI.1** : Logo logiciel Autodesk Robot Structural Professional.

### 3. Modélisation

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec trois (03) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 10 poutres de longueur de 22 m).

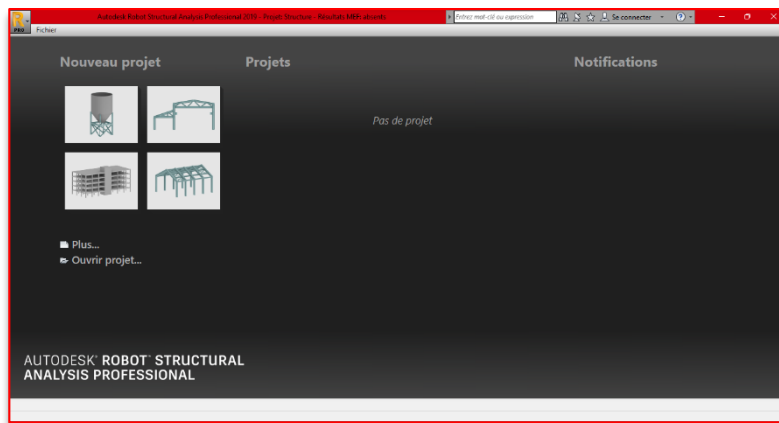
Les surcharges sont disposées suivant le règlement **Fascicule 61 titre II**, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas où le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.

#### 3.1. Les étapes de modélisation :

##### Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées comme suit :

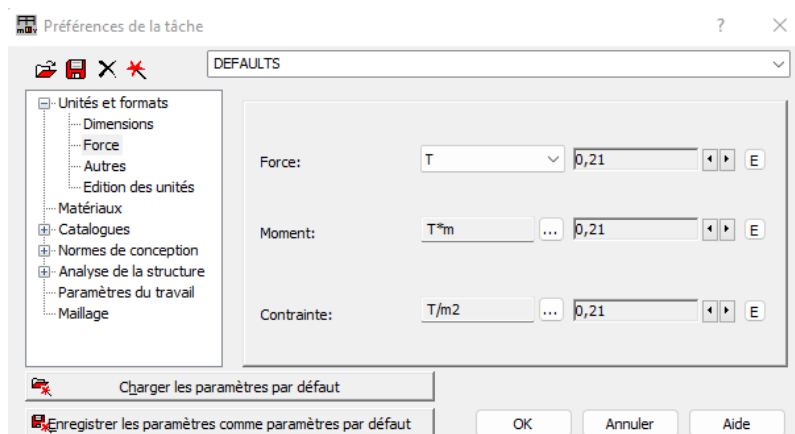
- Création du nouveau projet : Importation d'un modèle à partir de la bibliothèque de



ROBOT, le menu Nouveau projet, la boîte suivante s'affiche :

Cette étape permet de choisir un model quelconque, choisissons : model de Coque.

- Choix de l'unité : On choisit l'unité avant d'entamer une session dans Autodesk Robot Structural Analysis Professional, on adoptons le T-m (tonne - mètre) (outils → Préférence de ma tâche)



- Création de la structure :

Cette étape consiste à définir les lignes de constructions pour le model de pont à étudier.

Définir les sections de la poutre, après les avoir définis précédemment dans l'Autocad 2016 et les importer en fichier .dxf

Section d'about a **0,74 m** (largeur du talon, **D = 50 cm**)

Section intermédiaire a **3,62 m** (largeur du talon, **D = 36 cm**)

Section médiane a **13.28 m** (largeur du talon, **D = 20 cm**).

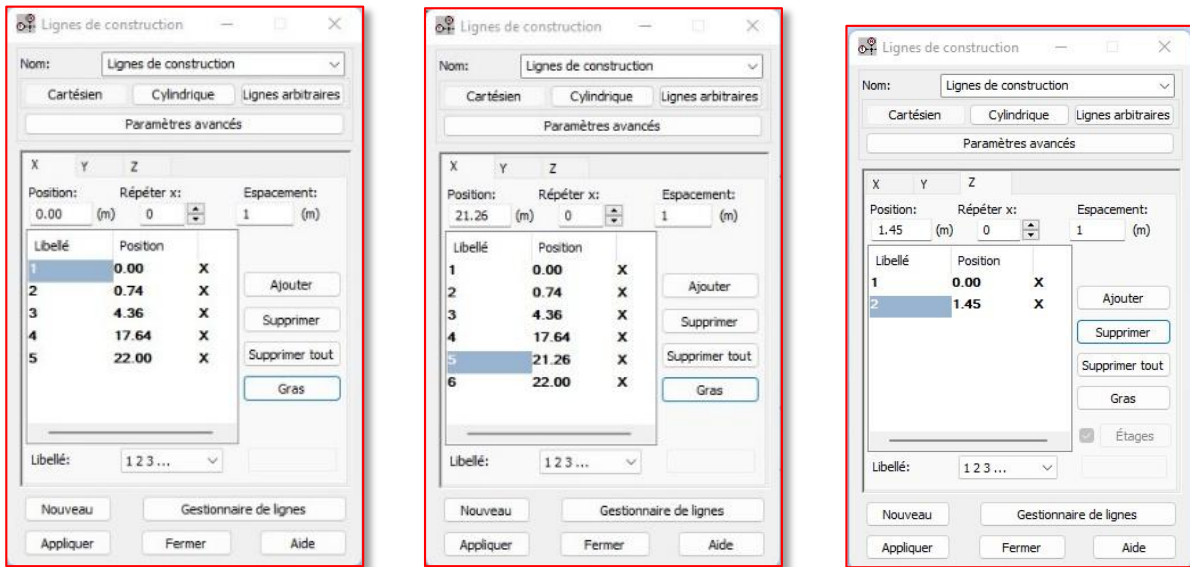


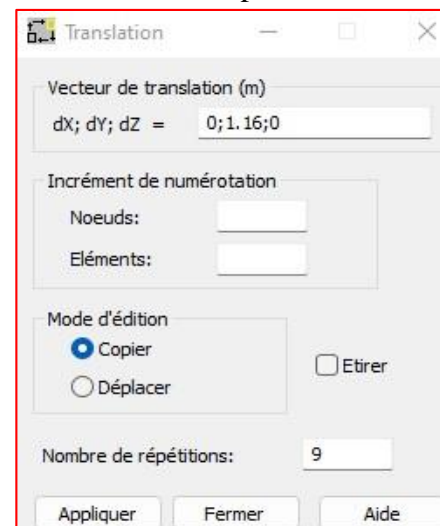
Figure VI.2 : Définition des axes (X ; Y ; Z)

- Choix de matériaux :

Sélectionner la poutre, bouton droit puis propriété de l'objet, sélectionner les sections afin d'utiliser le **Béton 35**.

- Modélisation des 10 poutres :

- Sélectionner la poutre ⇒ Edition, Transformer ⇒ Translation / Copie
- Vecteur de translation(m) :
- $dX ; dY ; dZ = 0 ; 1,16 ; 0$
- Nombre de répétitions : 9



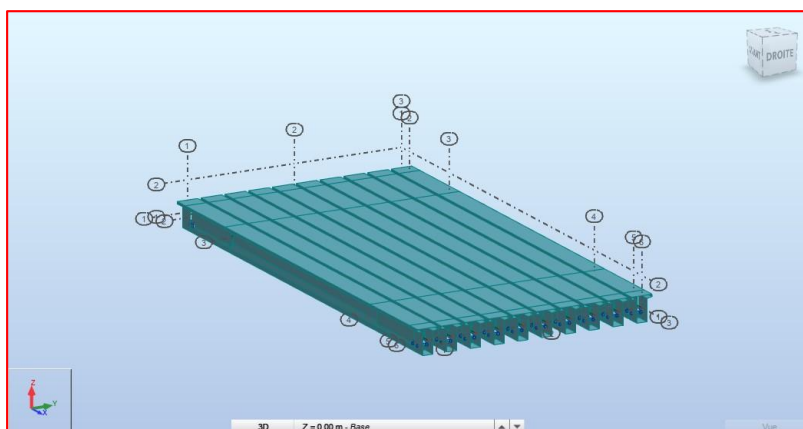


Figure VI.3 : Modélisation des 10 poutres.

- **Modélisation de la dalle :**

Panneaux → Liste d'objet → choisir le contour de la dalle ensuite Déclarer l'épaisseur de la dalle, ainsi que le béton à utiliser → **Béton 25**

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une dalle avec une épaisseur de **0.25m**. La boîte suivante affiche :

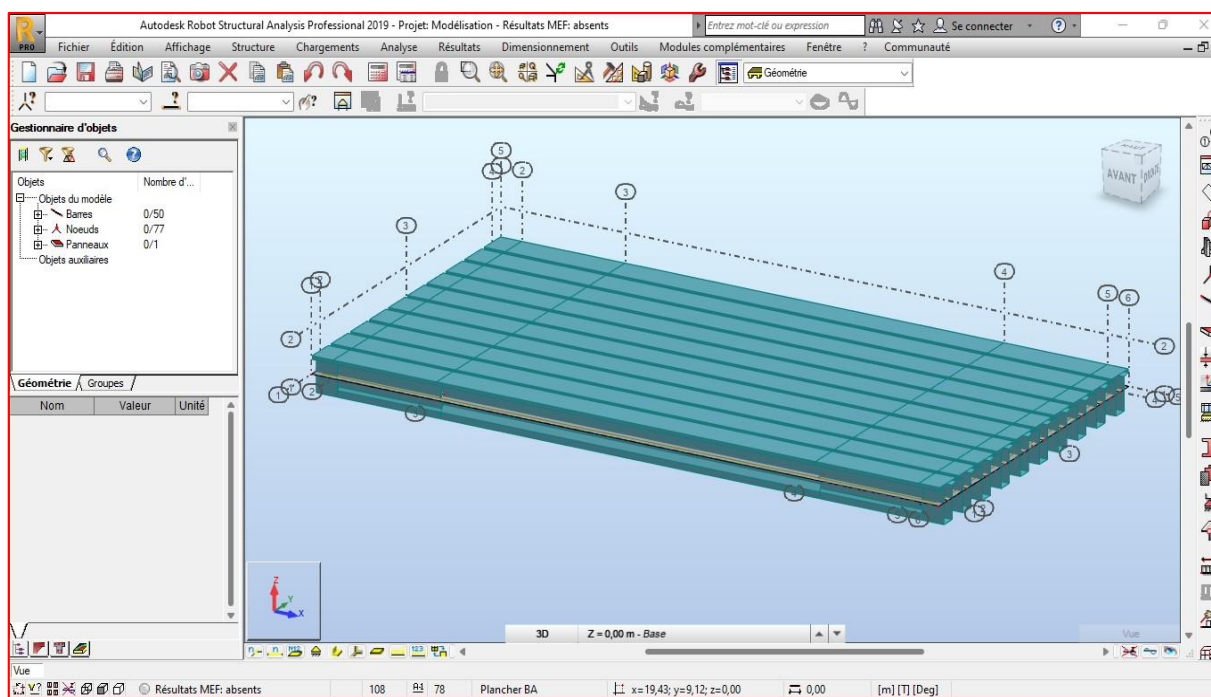


Figure VI.4 : Modélisation de la dalle du tablier.

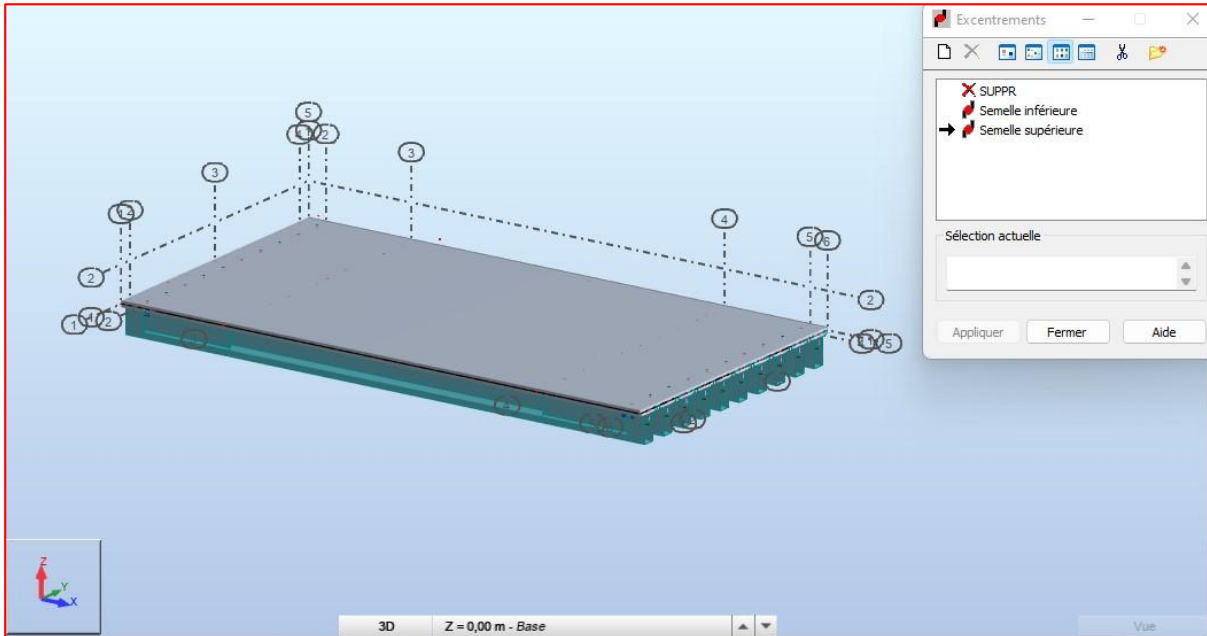
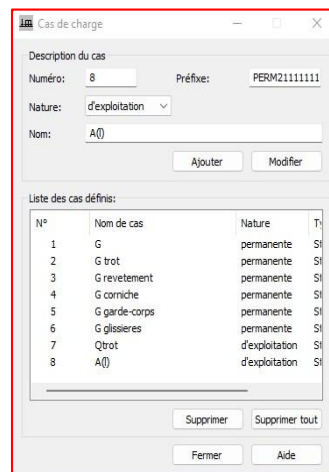
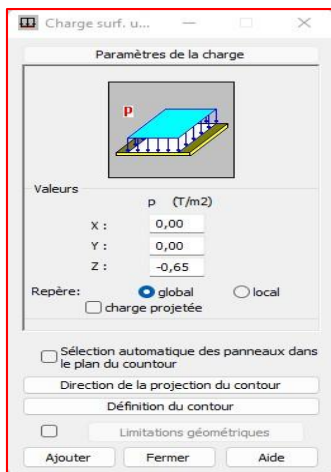


Figure VI.5 : Excentrement supérieure de la dalle.

3.2. Définition des charges permanentes et des charge d’exploitation :

**Charge permanente** : chargement → Cas de charge

- ✓ **G** : sera calculer par le logiciel
- ✓ **G trot** :  $0.26 \times 2.5 = 0.65 \text{ t/m}^2$  (Charge surfacique uniformément)
- ⇒ Ajouter les axes du trottoir dans les ligne de construction et Définition du contour ensuite définir la charge du trottoir.



Affichage de la figure ci-dessous :

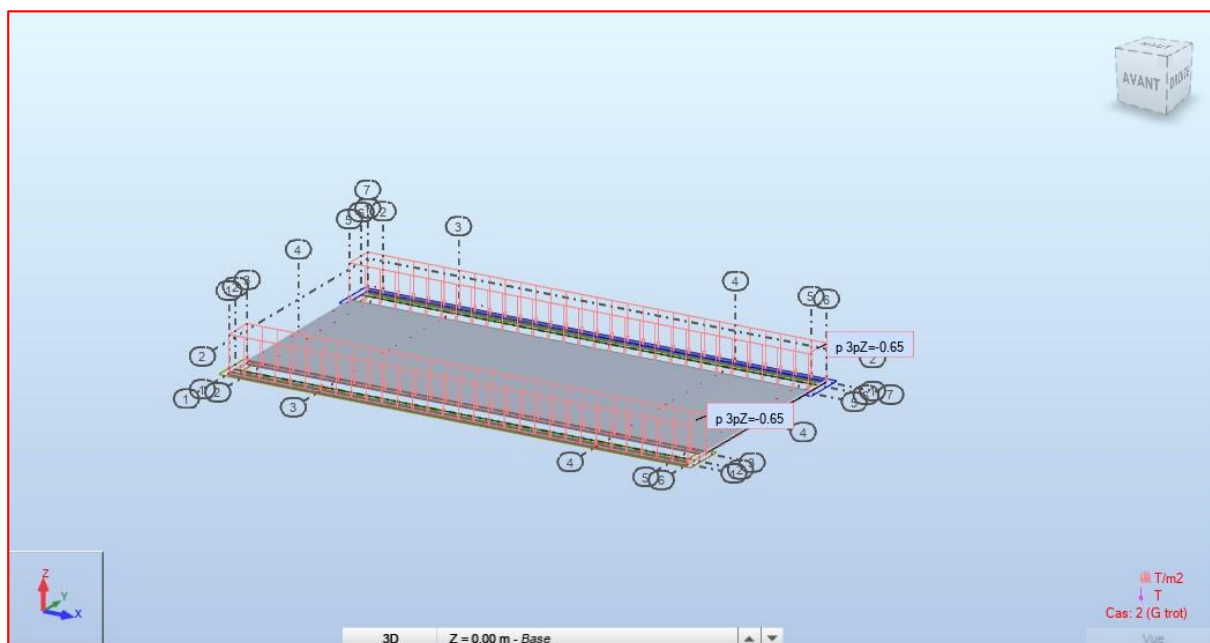


Figure VI.6 : Définir la charge du trottoir.

Avec la même méthode on applique le poids du revêtement :

✓ **G revêtement** :  $0.08 \times 2.4 = 0.192T/m^2$  (charge surfacique uniformément)

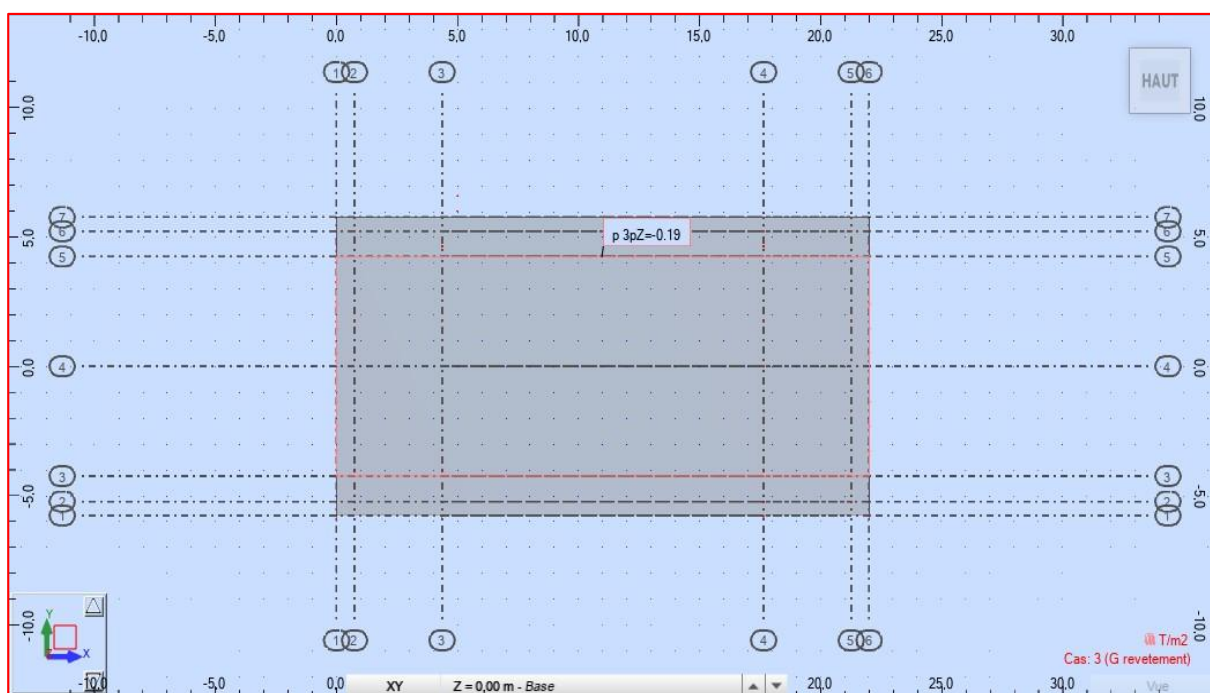
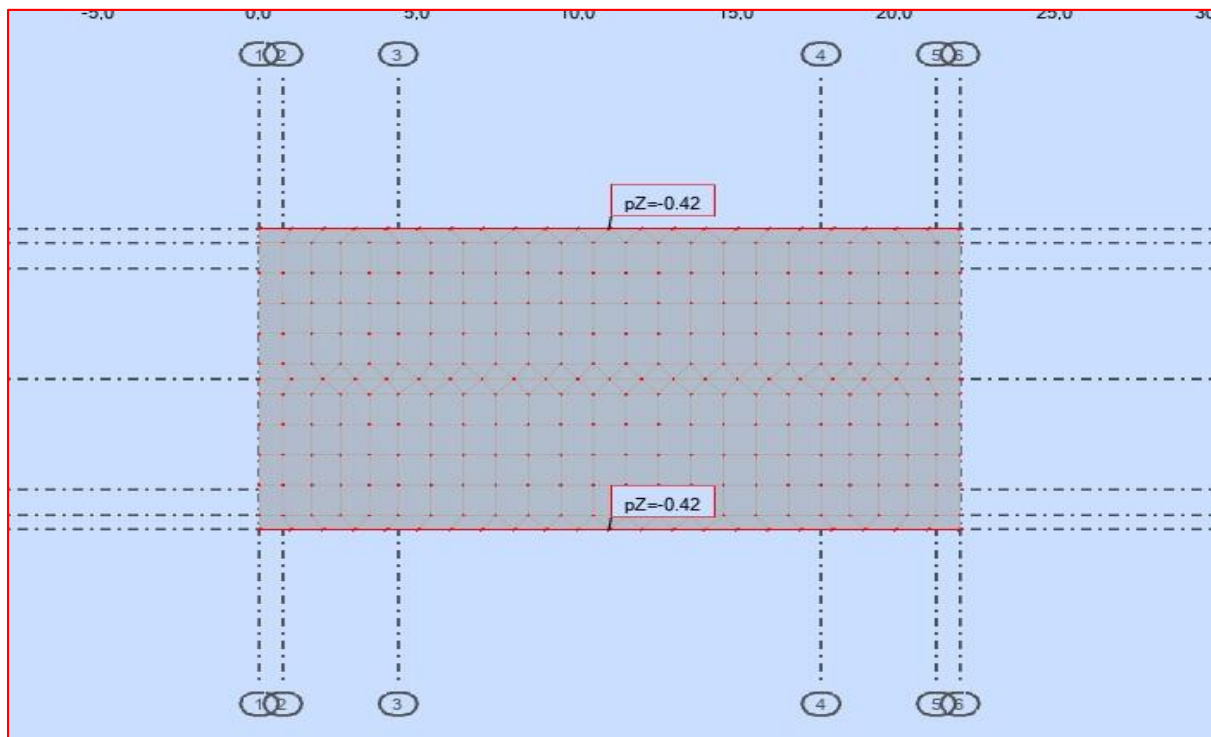


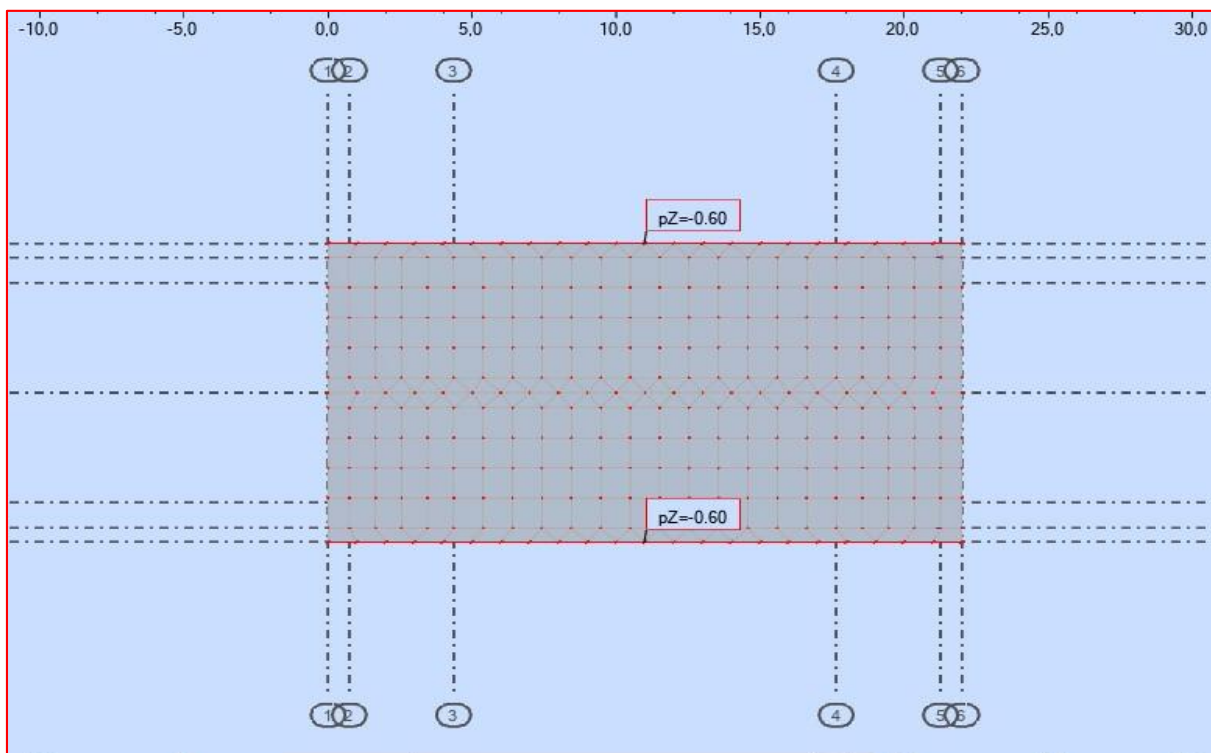
Figure VI.7 : Définir la charge du revêtement.

✓ **G Corniche** :  $0.19 \times 2.5 = 0.425 \text{ T/m}$  (charge linéaire)



**Figure VI.8** : Définir la charge de la corniche.

✓ **G Garde-corps** :  $0.07 \times 7.8 = 0.6 \text{ T/m}$  (charge linéaire surfacique)



**Figure VI.9** : Définir la charge du garde-corps.

✓ **G glissières** :  $0.1 \times 7.8 = 0.78 \text{ T/m}$  (charge linéaire)

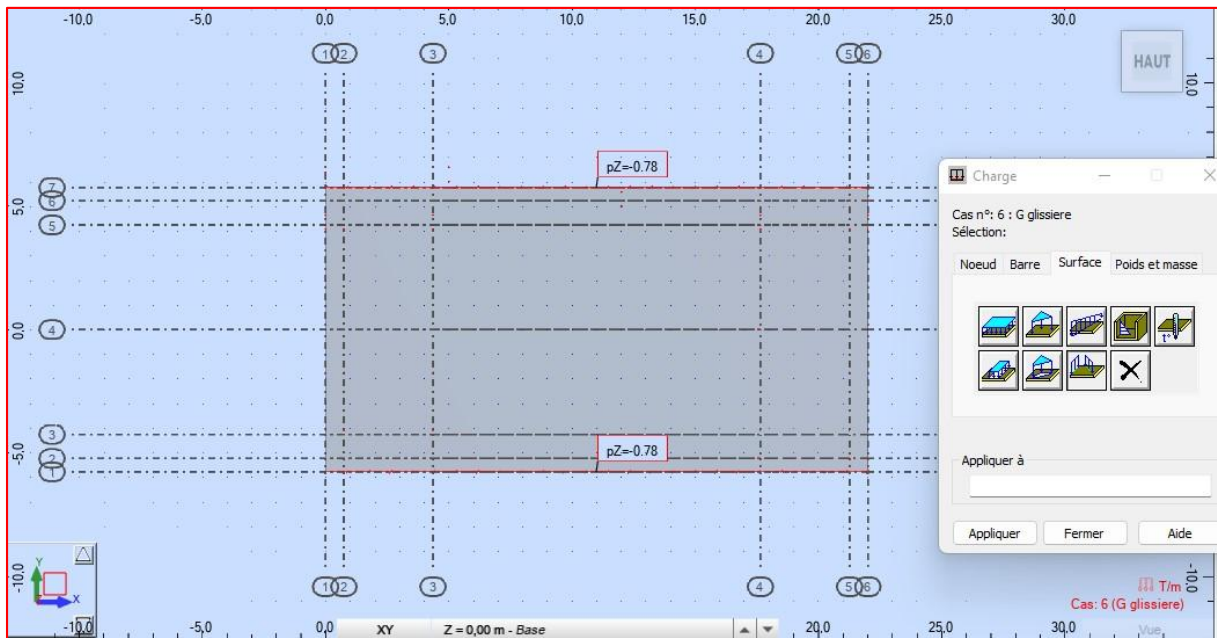


Figure VI.10 : Définir la charge des glissières.

✚ **Charge d'exploitation :**

D'après le **FASCICULE N° 61 TITRE II** :

✓ **Q trottoirs** :  $0.15 \text{ T/m}^2$  (charge surfacique uniforme)

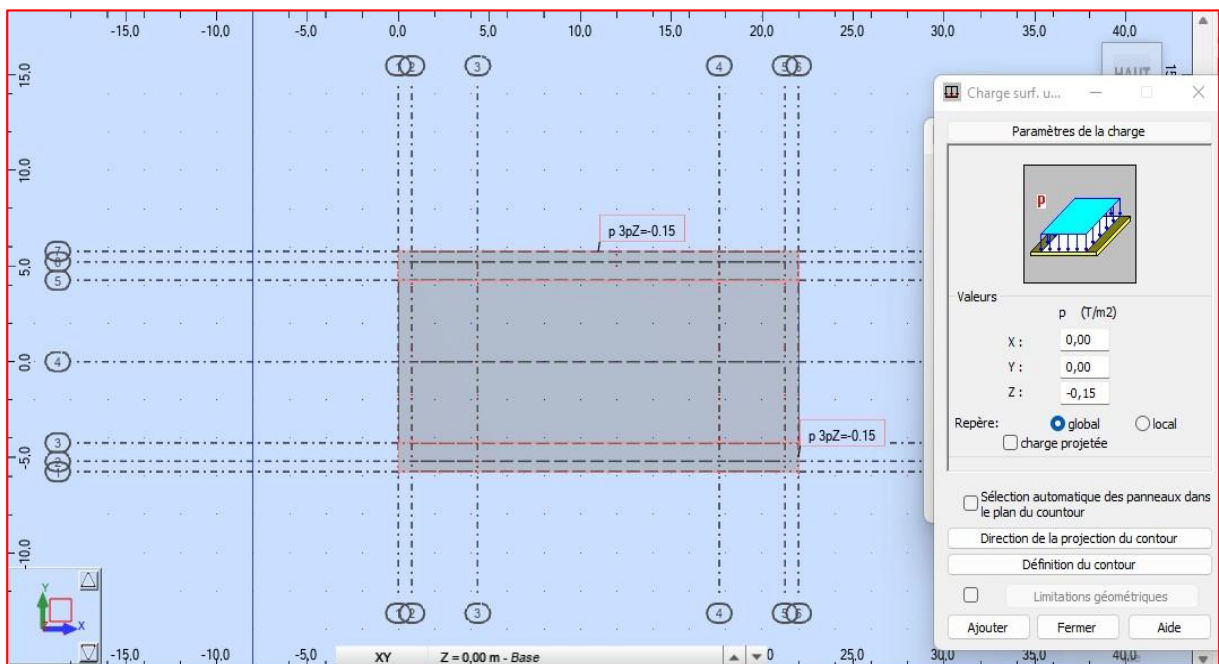


Figure VI.11 : Définir la charge de Q de trottoir.

✓ La surcharge A(L) :

D'après le calcul effectué dans le chapitre 5 :  $A(L) : 1.199 \text{ T/m}^2$

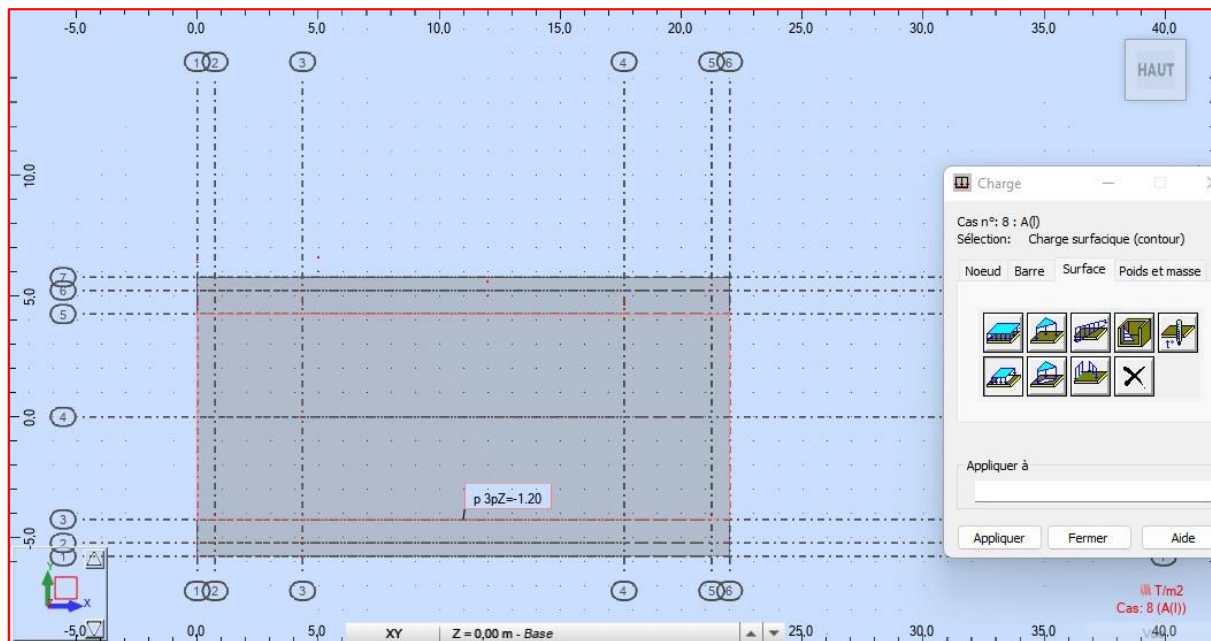


Figure VI.12 : Définir la surcharge A(l).

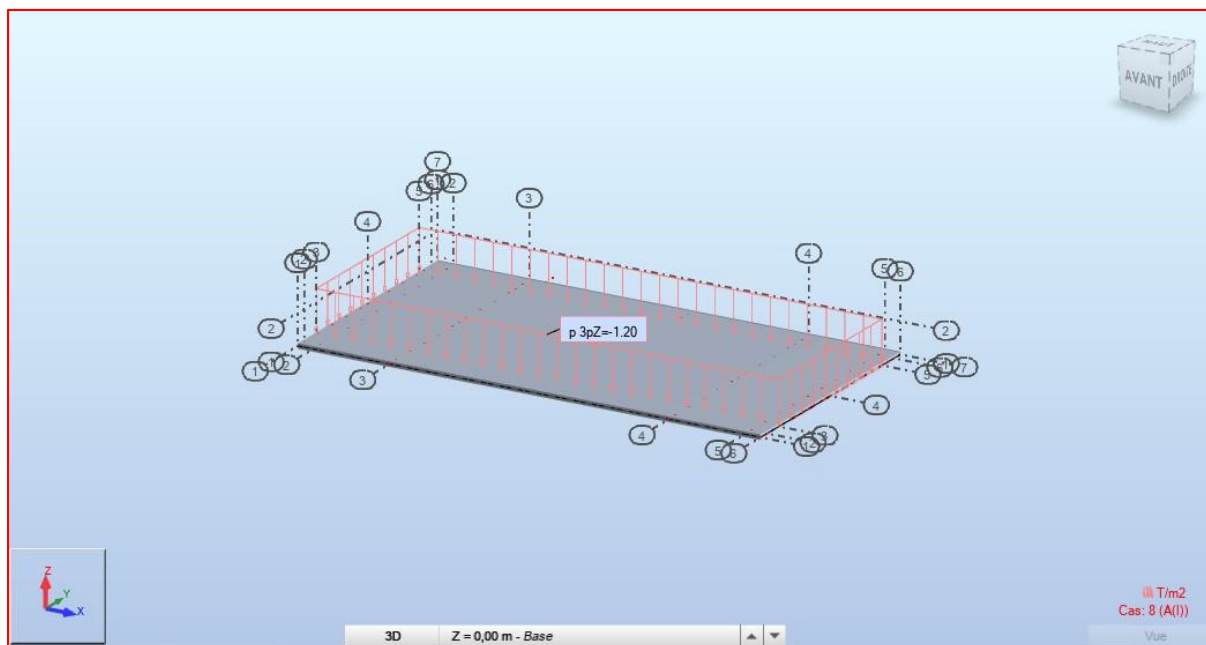


Figure VI.13 : Visionnage de la surcharge A(l).

- ✓ Les charges roulantes :
  - La surcharge Bc :

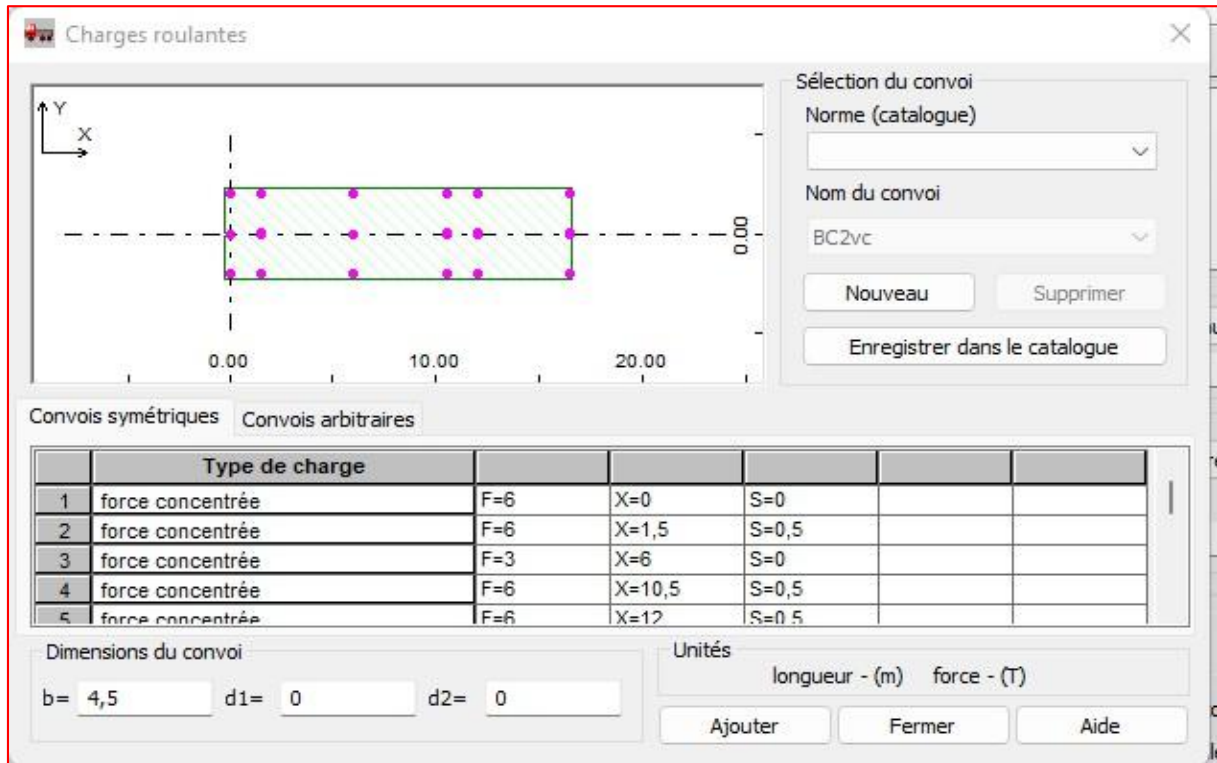


Figure VI.14 : Définition de la charge roulante BC.

- Convoi MC120 :

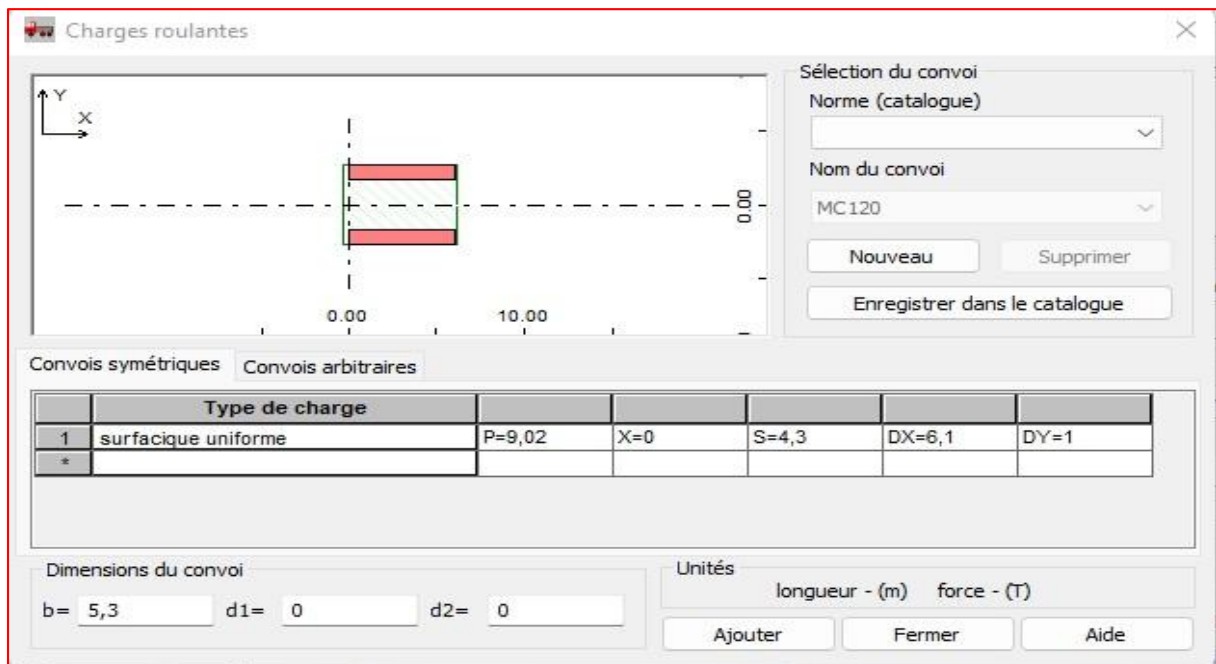


Figure VI.15 : Définition de la charge roulante MC120.

- Convoi exceptionnelle D240 :

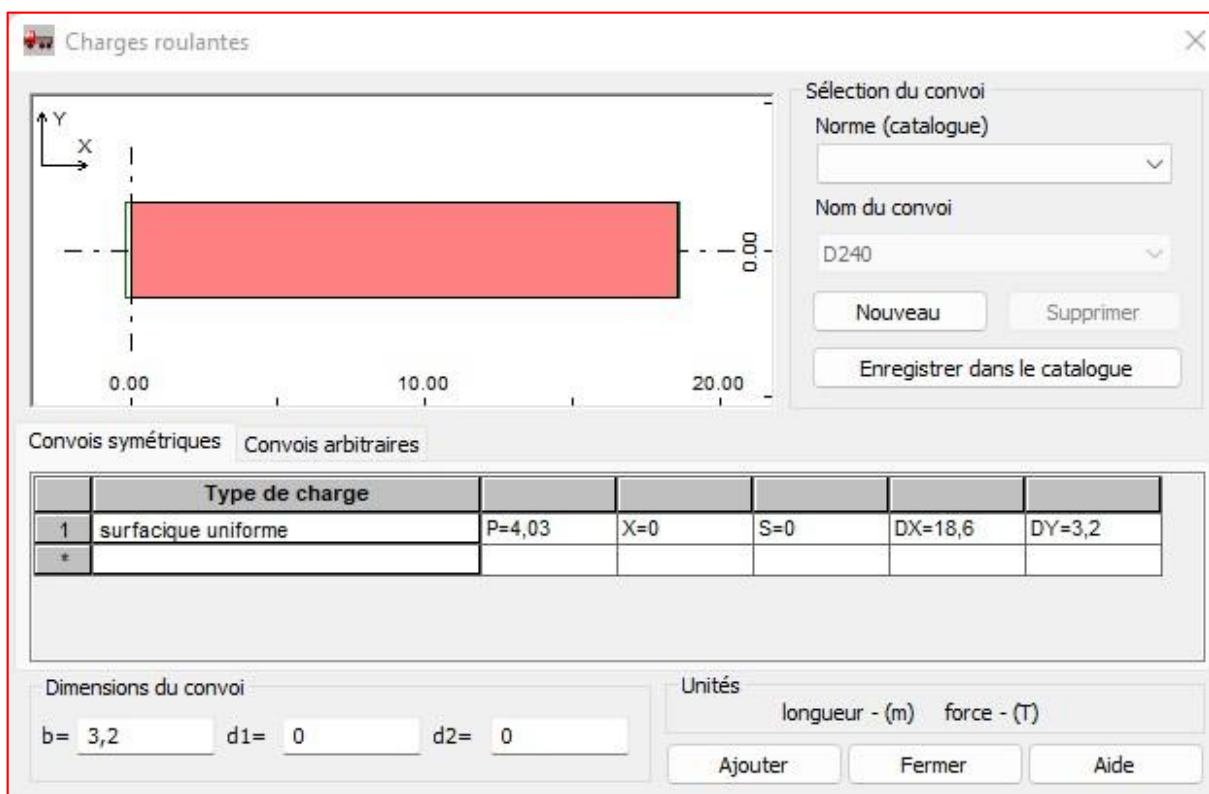


Figure VI.16 : Définition de la charge roulante MC120.

### 3.3. Définition des combinaisons de charge

Les différentes combinaisons de charges sont définies dans le tableau 6.1 :

Tableau 6.1 : Les combinaisons de charges

Actions prépondérante	combinaisons
ELS	<b>A(L): 1G + 1.2(Qtrot + A(L))</b>
	<b>Bc: 1G + 1.2(Qtrot + Bc2vc)</b>
	<b>Mc120: G + MC120</b>
	<b>D240: G + D240</b>
ELU	<b>A(L): 1.35G + 1.6(Qtrot + A(L))</b>
	<b>Bc: 1.35G + 1.6(Q trot + Bc2vc)</b>
	<b>Mc120: 1.35(G + Mc120)</b>
	<b>D240: 1.35(G + D240)</b>

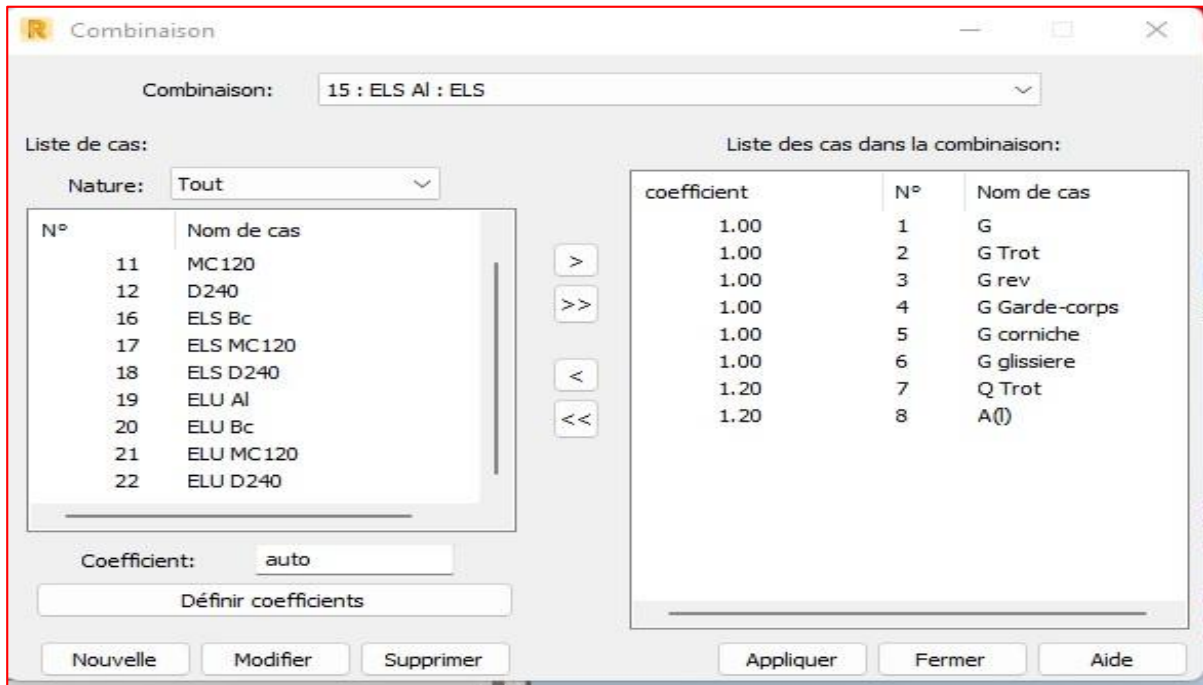


Figure VI.17 : Définition des combinaisons de d’actions.

### 3.4. Analyse des résultats :

#### ✓ Les résultats diagrammes-barres :

Une fois avoir fini d’introduire les combinaisons, on lance le calcul et on affiche les résultats (figure VI .15 ; figure VI.16).

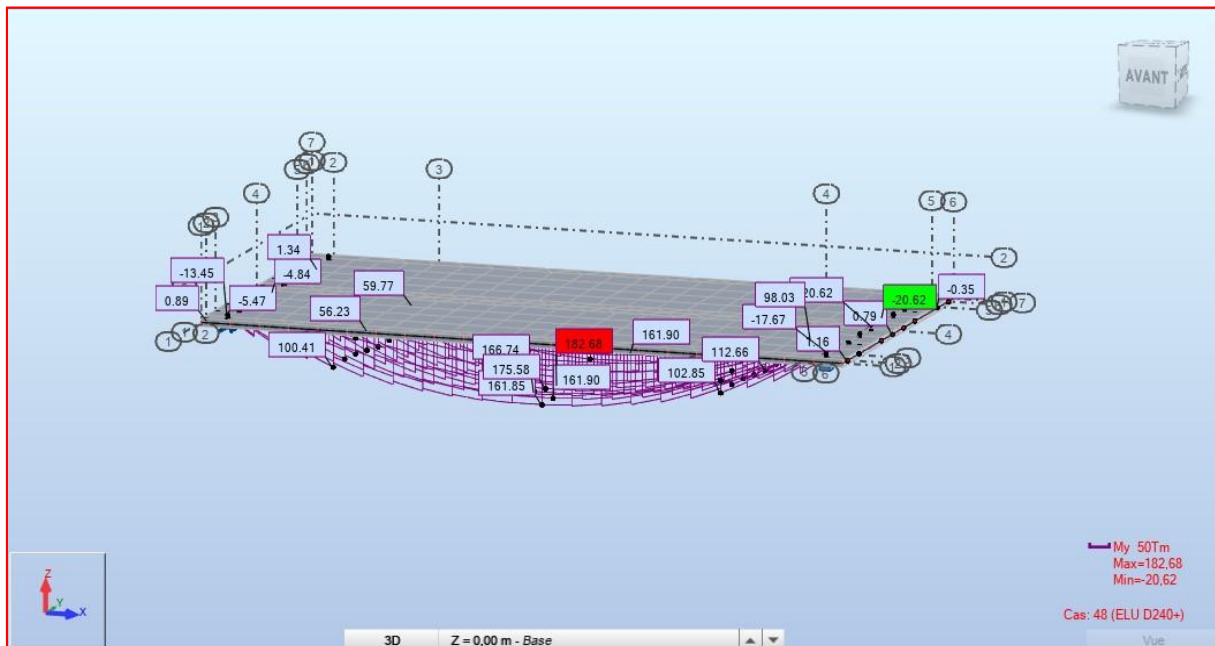


Figure VI.18 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à L’ELU.

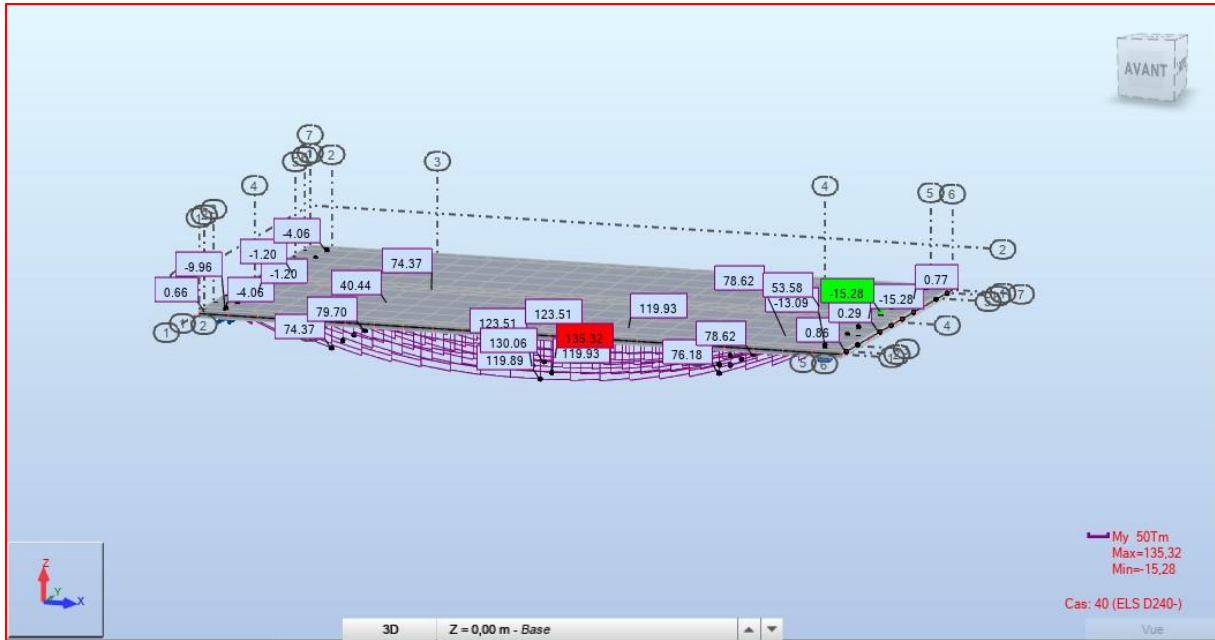


Figure VI.19 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à L'ELS.

✓ Les résultats cartographiques :

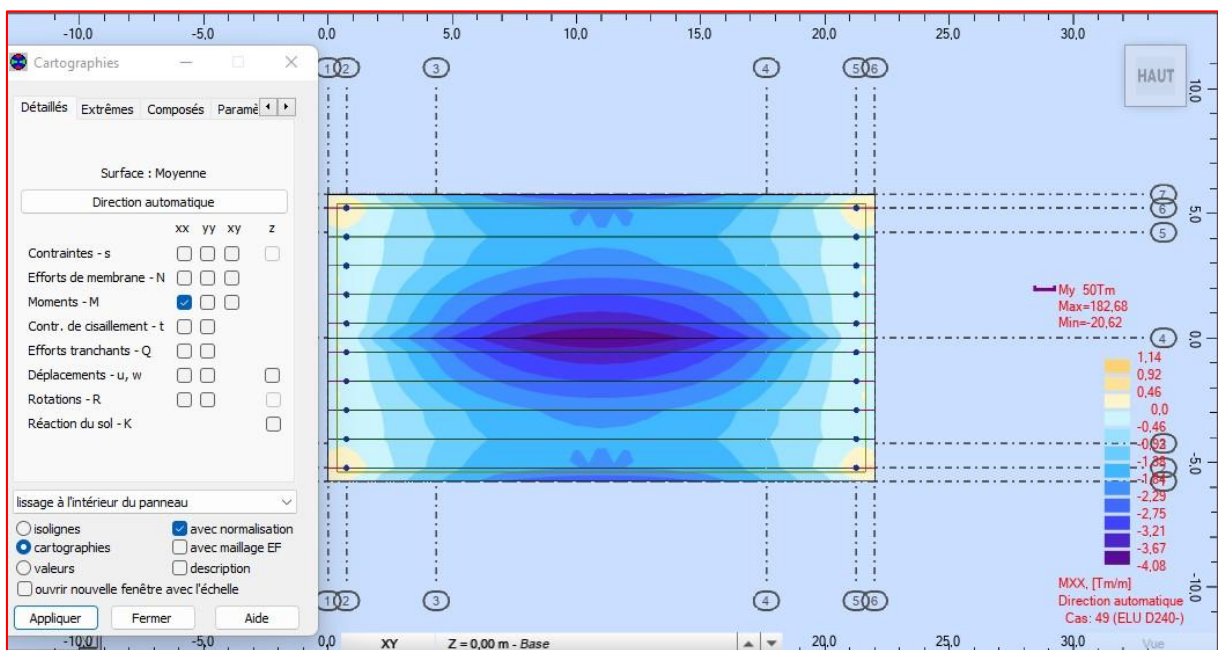


Figure VI.20 : Flexion transversale de la dalle

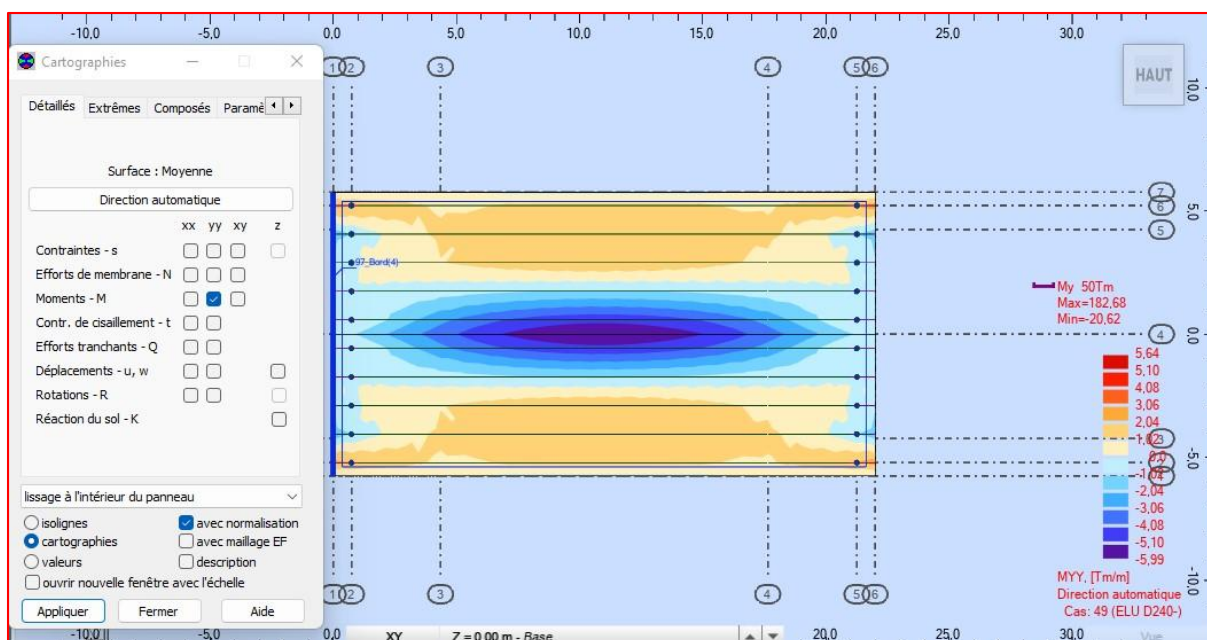


Figure VI.21: Flexion longitudinale de la dalle

**Récapitulation :**

Les moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable est représenté dans le tableau 6.1 :

Tableau 6.2 : Moments sous la combinaison la plus défavorable

		Moment repris par la poutre (Tx m)	Moment repris par la dalle selon YY (t.m)	Moment repris par la dalle selon XX (t.m)
$M_u$	$M_{max}$	182.68	1.14	5.64
	$M_{min}$	-20.62	-4.08	-5.99
$M_s$	$M_{max}$	135.32	0.85	4.13
	$M_{min}$	-15.28	-2.99	-4.44

A dark blue vertical bar is positioned on the left side of the page. A blue arrow points to the right from the center of this bar, pointing towards the chapter title.

# Chapitre VII :

Etude de l'hourdis

A series of thin, curved lines in shades of blue and grey originate from the bottom left corner and sweep upwards and to the right, creating a decorative, organic shape.

### 1. Introduction

L'hourdis est la partie plane horizontale du tablier qui joue un rôle multiple. En premier lieu, il assure la réception transversale des efforts puis il assure la continuité de la surface ce dernier, et permis donc de relier les éléments de la poutraison. Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée.

La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

- Par un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres.
- Par un hourdis général coulé par-dessus des poutres.

En ce qui concerne notre étude, la liaison est réalisée par un hourdis général coulé par-dessus des poutres.

### 2. Hourdis général :

L'hourdis général est réalisé par-dessus les poutres sur toute la largeur du tablier. Il est plus facile à coffrer puisque les coffrages peuvent être simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression.

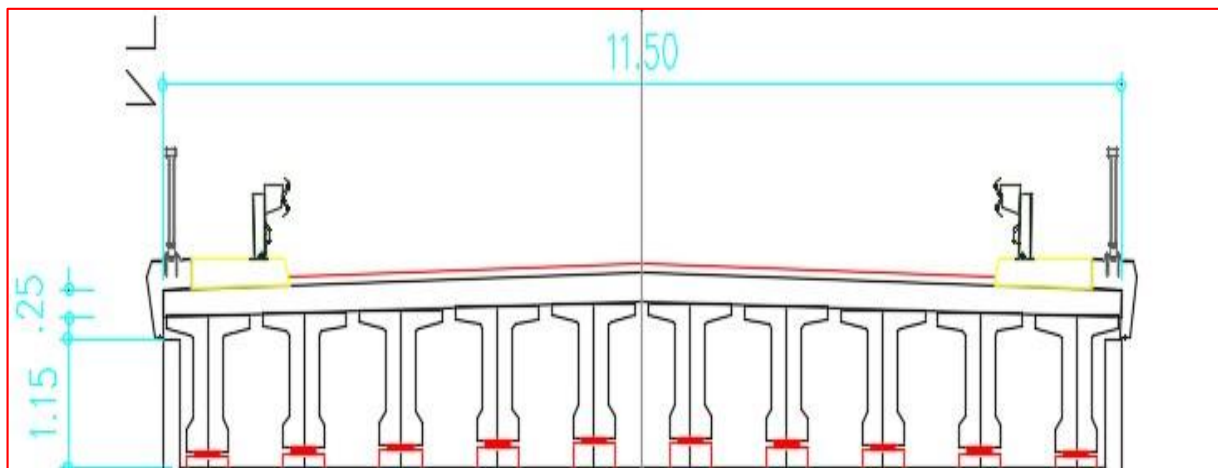


Figure VII.1 : Coupe transversale du tablier.

### 3. Ferrailage :

Le ferrailage de la dalle se fait en flexion simple.

#### 3.1. Ferrailage longitudinale :

##### 3.1.1. En travée :

La hauteur de la section transversale de la dalle est de  $H = 25 \text{ cm}$ , la hauteur utile  $d$  est de :  $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$ , la largeur de la section étudiée  $b$  est de :  $b = 100 \text{ cm}$ .

#### ⊕ A l'ELU :

$$M_u = 5,64 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{5.64}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 14.17} = 0.0786$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0786}}{0.8} = 0.102$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.102) = 0.959$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.64}{0.959 \times 22.5 \times 10^{-2} \times 347.83} \times 10^2 = 7.51 \text{ cm}^2$$

✚ **A'ELS :**

$$M_{S,max} = 4.13 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} ; \text{ les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min(266.67, 183.39) = 183.39 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{4.13}{1 \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 183.39} = 0.004$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}}{0.8} = 0.0055$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0055) = 0.9978$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.9978 = 0.224$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.13}{0.224 \times 183.39} \times 10^2 = 10.05 \text{ cm}^2$$

**On choisit 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>**

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d$$

$A_{min} \geq 2.72 \text{ cm}^2$  , la condition est vérifiée.

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 12.06 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes :**

- **Le béton :**

$$D = \frac{15 \times 12.06}{b} = 1.81 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 \times 1.81 \times 22.5 = 81.45$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.81 + \sqrt{(1.81)^2 + 81.45} = 7.39$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 7.39^3}{3} + 15 \times [12.06(22.5 - 7.39)^2]$$

$$= 54754.44 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S,max}}{I} \times y_1 = \frac{4.13}{54754.44} \times 67.39 = 5.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6f_{c_j} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.08 \text{ MPa} < 24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$  Donc la condition est vérifiée

- **L'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{S,max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4.13}{54754.44} \times (22.5 - 7.39) = 170.96 \text{ MPa}$$

• **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.1)^{\frac{1}{2}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 170.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  Condition vérifié

• **Espacement max :**

$$e \leq \min(3h; 20 \text{ cm}) = \min(75; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

### 3.1.2. En appuis :

✚ **A l'ELU :**

$$M_u = 5.99 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17$$

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

$$\mu = \frac{5.99}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 14.17} = 0.083$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.083}}{0.8} = 0.108$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.957$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.99}{0.957 \times 0.225 \times 347.83} \times 10^2 = 8 \text{ cm}^2$$

✚ APELS :

$$M_{S.\max} = 4.44 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S.\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} ; \text{ les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.1)} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{4.44}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 201.63} = 0.0043$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0043}}{0.8} = 0.0054$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.22$$

$$A_s = \frac{M_{S.\max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{4.44}{0.22 \times 201.63} \times 10^2 = 10.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**On choisit 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>**

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad \text{Avec : } f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 2.717 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u) = 12.06 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes :**

- **Le béton :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1.81 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 81.45$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 7.39$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = 54754.44 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S,max}}{I} \times y_1 = \frac{4.44}{54754.44} \times 7.39 = 5.99 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6f_{c_j} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$  Donc la condition est vérifiée

- **Acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{S,max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4.44}{54754.44} \times (22.5 - 7.39) = 183.79 \text{ MPa}$$

• **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.1)^{\frac{1}{2}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Espacement max :**

$$e \leq \min(3h; 25 \text{ cm}) = \min(75; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \text{ (C.V)}$$

### 3.2. Ferrailage transversale :

#### 3.2.1. En travée :

✚ **A'ELU :**

$$M_{u,max} = 1.14 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1.14}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 14.17} = 0.016$$

$\mu < 0.392$  (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}}{0.8} = 0.020$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.020 = 0.992$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.992 = 0.223$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{u,max}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{1.14}{0.223 \times 347.8} \times 10^2 = 1.47 \text{ cm}^2$$

✚ A'ELS :

$$M_{s,max} = 0.85 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{s,max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.1)} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{0.85}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 201.63} = 0.0008$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0008}}{0.8} = 0.001$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.001 = 0.999$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.999 = 0.22$$

$$A_s = \frac{M_{s,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.85}{0.22 \times 201.63} \times 10^2 = 1.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad \text{Avec :} \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u, A_{min}) = 2.71 \text{ cm}^2$$

**On prend 6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>**

## 3.2.2. En appui :

✚ ELU :

$$M_u = 4.08 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{4.08}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 14.17} = 0.057$$

$\mu < 0.392$  (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}}{0.8} = 0.073$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.073 = 0.971$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.971 = 0.218$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{u,max}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{4.08}{0.218 \times 347.8} \times 10^2 = 5.38 \text{ cm}^2$$

✚ ELS :

$$M_{s,max} = 2.99 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{s,max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \text{Min}\left\{\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.1)}\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{2.99}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 201.63} = 0.0029$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0029}}{0.8} = 0.0036$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0036 = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.998 = 0.22$$

$$A_s = \frac{M_{s,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.99}{0.22 \times 201.63} \times 10^2 = 6.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad \text{Avec :} \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_w, A_{min}) = 6.74 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>

• **Les armatures longitudinales :**

Fibre inférieure (travée) :

Fibre supérieure (appuis):

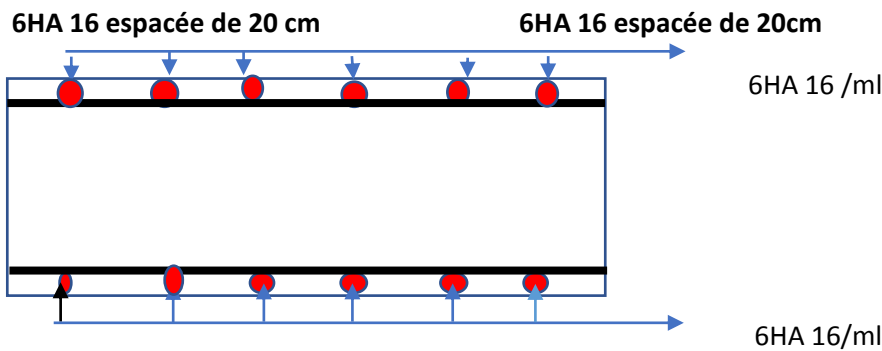


Figure VII.2 : Ferrailage dans le sens longitudinal.

• **Les armatures transversales :**

Fibre inférieure :

Fibre supérieure :

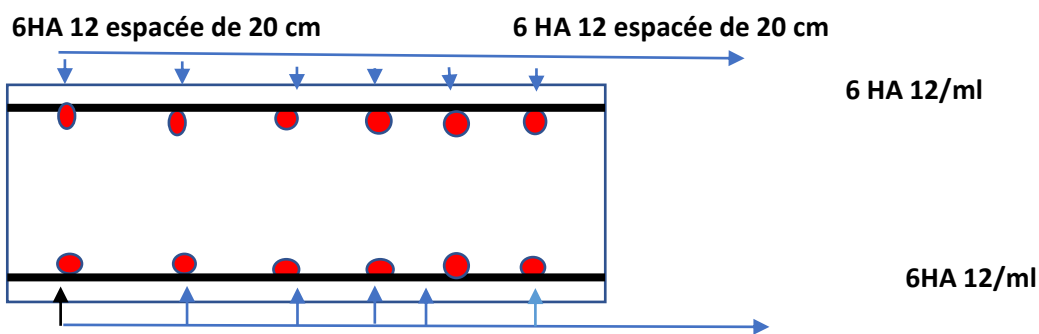
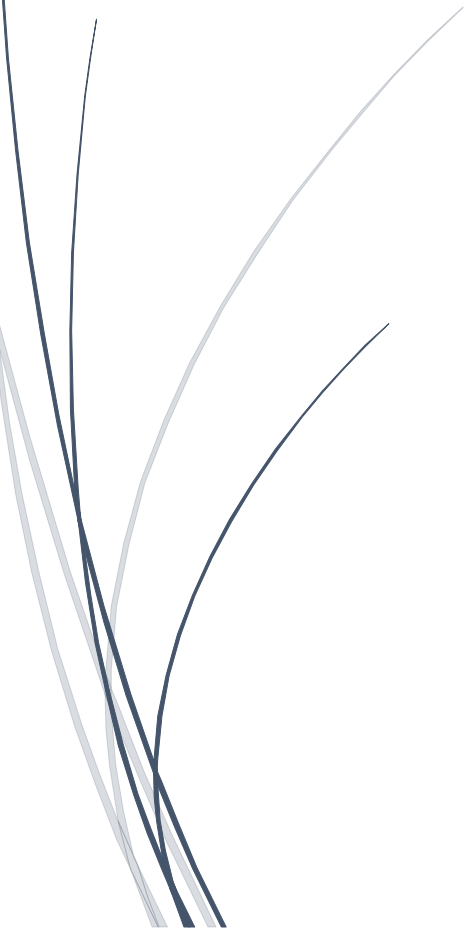


Figure VII.3 : Ferrailage dans le sens transversal.



# Chapitre VIII :

Etude de la précontrainte



### 1. Introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées, tout en joignant la sécurité à l'économie. Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable (pour application de forces additionnelles), telle que l'effort de traction excessif dû aux charges n'engendrent qu'une décompression du béton.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

- ❖ Précontrainte par post-tension.
- ❖ Précontrainte par prétension.

Dans notre cas on utilise la précontrainte par post-tension, un mode qui consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

### 2. Définition des classes de vérification :

La précontrainte a été 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** : l'état limite de décompression ne doit pas être dépassé sous l'effet des combinaisons rares. 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** : (précontrainte partielle) 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**.

### 2.1. Contraintes limites réglementaires pour la classe II :

Elles sont modulées selon :

- La situation examinée : Temporaire (ex : d'exécution), ou durable (d'exploitation).
- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes.
- La valeur de calcul de la précontrainte.
- La proximité des armatures de précontrainte Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares en section d'enrobage

### 3. Dimensionnement de la précontrainte :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (5) et dans la section la plus dangereuse (médiante).

#### 3.1. Précontrainte minimale :

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'ELS sont :**

$M_{\max}$  : Moment maximale sous l'effet de D240+ (en charge)

$$M_{\max} = 182.69 \text{ t. m}$$

$M_{\min}$  : Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{\min} = 61.41 \text{ t. m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 182.69 - 61.41 = 121.28 \text{ t. m}$$

$$\Delta M = 121.28 \text{ t. m}$$

**Tableau 8.1:** Caractéristiques de la poutre.

	B(cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V(cm)	V'(cm)	ρ(%)	H(cm)
<b>Poutre seule</b>	3750.35	6335860.624	56.38	63.62	49.57	120
<b>Poutre avec hourdi</b>	6250.35	13583537.27	53.83	91.17	46.61	145

➤ **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{t1} &= -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 \\ &= -2.7 \text{ Mpa (dans la section d'enrobage)}\end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ Mpa (hors la section d'enrobage)}$$

➤ **En section sous critique :**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{t1} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \bar{\sigma}_{t1}}{p}$$

➤ **En section sur critique :**

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{t1}}{\rho \cdot V + V' - d}$$

Avec :

d : l'enrobage des armatures.

$$d' = h - 0.9h = 12\text{cm avec } (h = 120\text{cm})$$

✚ **Application :**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{t1} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

$$\bar{\sigma}_{t1} = \bar{\sigma}_{ts} \quad \text{et} \quad (V + V') = h$$

$$P_1 = \frac{121.28 \times 10^3}{0.49 \times 120} + \frac{3750.35}{120} \times 120(-2.7 \times 10^{-1})$$

$$P_1 = 1050 \text{ KN}$$

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{t1}}{\rho \cdot V + V' - d}$$

$$P_2 = \frac{182.69 \times 10^3 + 0.49 \times 3750.35 \times 56.38 \times (-2.7 \times 10^{-1})}{0.49 \times 56.38 + 63.62 - 12}$$

$$P_2 = 1952.34 \text{ KN}$$

Donc :

$$P_1 = 1050 \text{ KN} < P_2 = 1952.34 \text{ KN}$$

La section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique  $P_1$  n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2) = \sup(1050\text{KN}, 1952.34\text{KN})$$

$$P_{\min} = 1952.34 \text{ KN}$$

⇒ L'excentricité  $e_0$  :

$$e_0 = -(V' - d') = -(63.62 - 12) = -51.62\text{cm}$$

### 3.2. Calcul de nombre de câbles :

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 32 % :

$$P_{\min} = 0.68 \times P_0$$

$$P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{1952.34}{0.68} = 2871.08 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles **12T15s** de type FREYSSINET (classe 1770) :

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 8 cm.
- Section nominal du câble =  $150 \times 12 = 1800\text{mm}^2$ .
- $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$
- $f_{\text{peg}} = 1640 \text{ Mpa}$
- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$  (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1640 = 1476\text{Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1476 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1476 \times 1800 \times 10^{-3} = 2656.8 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{2871.08}{2656.8} = 1.08 \text{ soit } n = \mathbf{2 \text{ cables de 12T15s}}$$

$$P_{\min} = 2 \times 2656.8 = 5313.6 \text{ KN}$$

**3.3.Vérification des sections :**

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti} \end{cases}$$

$\overline{\sigma}_{ci}$  et  $\overline{\sigma}_{cs}$  : Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\overline{\sigma}_{ts}$  Et  $\overline{\sigma}_{ti}$  : Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

➤ **Vérification des sections a la mise en tension :**

En construction, la mise en tension se fait au 14eme jour (50%).

➤ **Contrainte limite :**

✚ **En compression :**

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} \times f_{c28} ; f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 17.949 \text{ Mpa}$$

✚ **En traction :**

$$\overline{\sigma}_t = \begin{cases} \overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.39 = -3.585 \text{ Mpa hors de la section d'enrobage} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.39 \text{ Mpa dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

Avec :

$$f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 35 = 29.91 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.39 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{\min} = 0.94 \times 5313.6 = 4994.78 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des contraintes en fibre supérieur :**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -3.585 \text{ MPa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(63.62 - 12) = -51.62 \text{ cm}$$

A la mise en tension, la poutre n'est soumise qu'à son poids propre  $qG = 1.393 \text{ t/ml}$  dans (Chapitre 5)

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.393 \times 22^2}{8} = 82.27 \text{ t.m} \Rightarrow 822.7 \text{ KN.M}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ts} &= \frac{4994.78}{3750.35} + 4994.78 \frac{(-51.62 \times 56.38)}{6335860.624} + 822.7 \frac{56.38 \times 10^2}{6335860.624} = -0.23 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \\ &= -2.3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ts} = -2.3 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.585 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérification des contraintes en fibre inférieure :**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.949 \Rightarrow \text{A la fibre inferieure}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ts} &= \frac{4994.78}{3750.35} - 4994.78 \frac{(-51.62 \times 63.62)}{6335860.624} - 822.7 \frac{63.62 \times 10^2}{6335860.624} = 2.82 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \\ &= 28.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ci} = 28.2 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.949 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition non vérifier}$$

donc :

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension donc se fera en deux familles.

### 3.4.Vérification des sections :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.585 \text{ MPa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ci} = 17.949 \Rightarrow \text{A la fibre inferieure}$$

$$P = 0.94P_{01} = 0.94 \times 2656.8 \text{ n} \quad (\text{avec : } n \text{ nombre de barre})$$

$$\geq -3.585 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = (0.666n - 1.147n + 0.007) \times 10 \geq -3.585 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0.94 \times 2656n}{3750.35} - \frac{0.94 \times 2656n \cdot (-51.62) \cdot 63.62}{6335860.624} - \frac{822.7 \cdot 63.62}{6335860.624}$$

$$\sigma_{ci} = (0.666n + 1.294n - 0.008) \cdot 10 \geq \bar{\sigma}_{ci} = 17.949$$

On constate que l'on ne peut disposer qu'un seul câble a l'about.

**Conclusion :**

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, **un** câble a l'**about** et **un** autre à l'**extrados**.

#### 4. Tracé des câbles :

##### 4.1. Positionnement :

On dispose d'un câble à l'about et un autre câble à l'extrados.

##### 4.2. Principe :

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment due 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 due 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°.
- Les câbles de la 2ème famille sont ancrés dans des encoches situées en fibre supérieure des poutres. L'angle de relevage est important (25° environ), ce qui assure une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale des encoches. Ces câbles sont ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

##### ✚ Câble d'about :

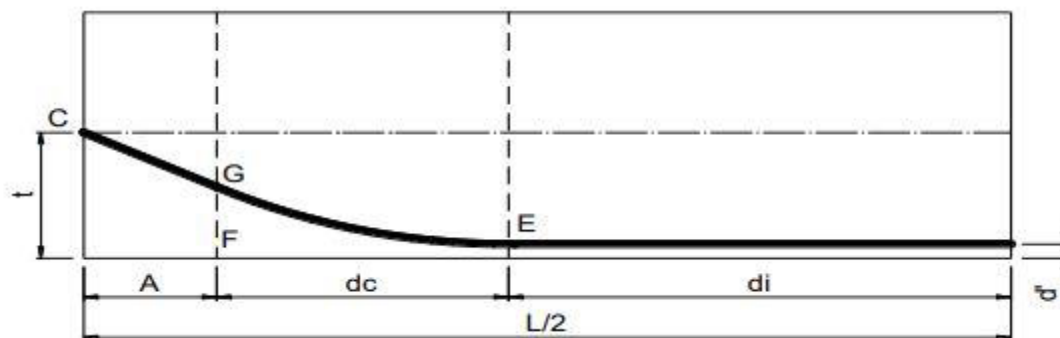


Figure VIII.1 : Tracé d'un câble.

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  $x = dc$

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

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

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

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

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

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

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

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

✚ Câble émergent (extrados) :

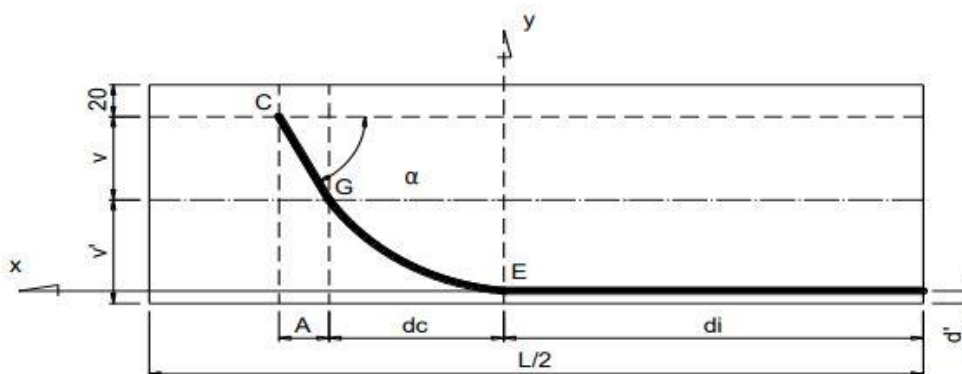


Figure VIII.2 : Tracé du câble émergent.

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

$$\text{Pour } X = dc \Rightarrow \begin{cases} Y = a \cdot dc^2 \dots \dots \dots (1) \\ Y = v - d' \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$Y(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \dots \dots \dots (3)$$

On remplace (3) dans (1) :

$$Y = \frac{\tan \alpha \cdot dc^2}{2 \cdot dc} \Rightarrow dc = \frac{2 \cdot Y}{\tan \alpha} \dots \dots \dots (4)$$

On remplace (2) dans (4) :

$$dc = \frac{2 \cdot (V' - d')}{\tan \alpha} \dots \dots \dots (5)$$

**4.3.Application au projet :**

**✚ Câble 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 : un câble disposé verticalement. La force à l’ancrage lors de la mise en tension vaut 1486,4 KN.

L’enrobage minimal est pris égale :  $c = 10 \text{ cm}$

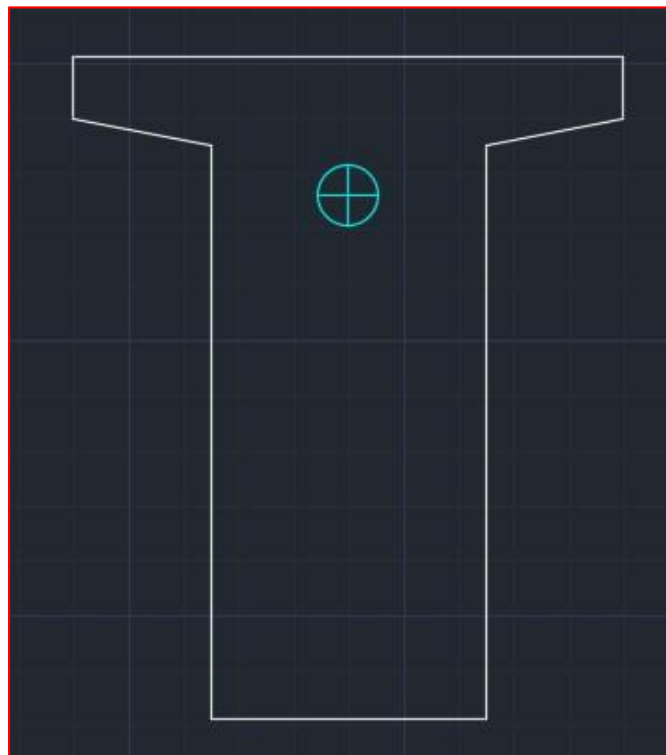
Compte tenu de la disposition :  $P_1 = R$  avec  $P_1 = P$

$$\sum M_{\text{fibre inf}} = R \cdot V' = P_1 \cdot d$$

$$V' = a' + d \text{ Avec } d=0.9h$$

$$a' = V' - d = 63.62 - 12 = 51.62$$

La disposition a adopté est donnée comme suit :



**Figure VIII.3 :** Disposition du câble 1 à l’about.

On prend comme angle de relevage :  $\alpha_1 = 17^\circ$

Exemple de calcul :

✚ Câble d'about :

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d) = dc = \frac{2}{\tan 17} (0.95 - \tan 17 - 0.12) = 3.42 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 17}{2 \times 1.52} = 0.0447$$

✚ Câble émergeant (extrados) :

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (V - d) = dc = \frac{2}{\tan 25} (63.62 - 18) = 1.96 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 25}{2 \times 2.21} = 0.1189$$

La disposition des câbles est illustrée dans le **tableau 8.2** :

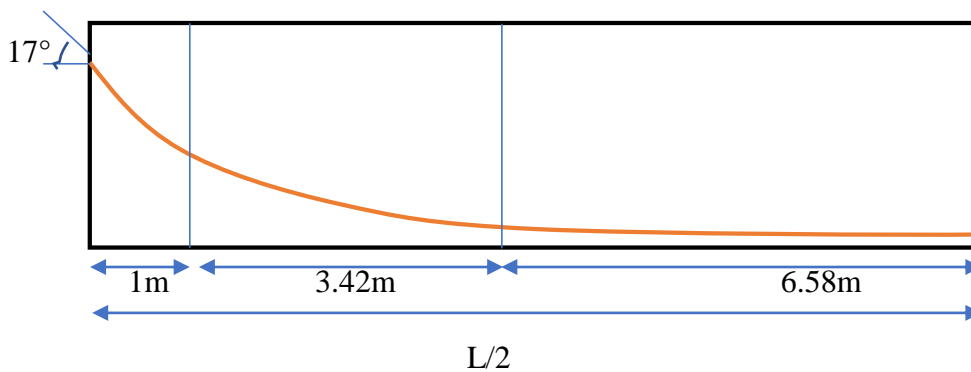
**Tableau 8.2** : Paramètre de calcul des câbles.

	N <sup>o</sup> cable	α(°)	tan α	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
<b>1<sup>ère</sup> famille</b>	1	17	0.306	0.95	0.12	3.42	0.0447
<b>2<sup>ème</sup> famille</b>	2	25	0.212	1.20	0.18	1.96	0.1189

Pour la 2<sup>ème</sup> famille :

$$b = \frac{v}{\tan \alpha} = \frac{56.38}{\tan 25} = 120 \text{ cm} = 1.20 \text{ m}$$

Câble n°1 :



Câble n°2 :

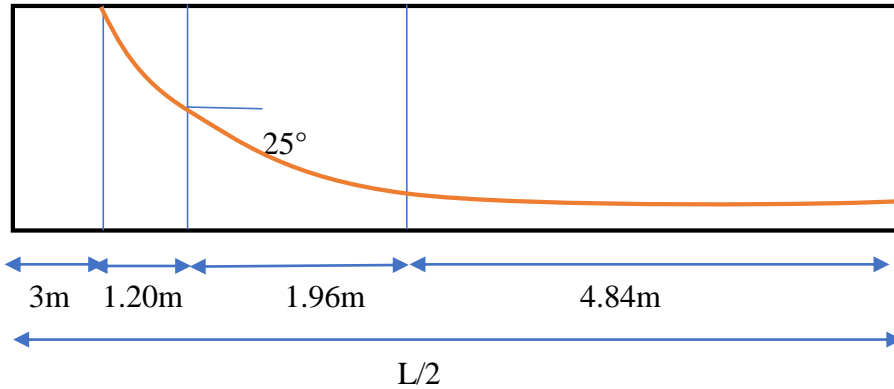


Figure VIII.4 : Tracé des câbles

- 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.

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

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} & \text{pour les câbles de 1ere famille} \\ \frac{A}{\cos \alpha} & \text{pour les câbles de 2 eme famille} \end{cases}$$

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 17} = 1.568 & \text{pour les câbles de 1ere famille} \\ \frac{A}{\cos \alpha} = \frac{1.20}{\cos 25} = 1.324 & \text{pour les câbles de 2 eme famille} \end{cases}$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.0447} \left[ \ln \left( 2 \times 0.0447 \times 3.42 + \sqrt{1 + (2 \times 0.0447 \times 3.42)^2} \right) + 2 \times 0.0447 \times 3.42 \sqrt{1 + (2 \times 0.0447 \times 3.42)^2} \right] = 3.63\text{m pour les câbles de la 1ere famille}$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.1189} \left[ \ln \left( 2 \times 0.1189 \times 1.96 + \sqrt{1 + (2 \times 0.1189 \times 1.96)^2} \right) + 2 \times 0.1189 \right. \\ \left. \times 1.96 \sqrt{1 + (2 \times 0.1189 \times 1.96)^2} \right] \\ = 2.10 \text{ m pour les câbles de la 2eme famille}$$

$L_d = 6.58$  pour le câble N° 1

$L_d = 4.84$  pour le câble N°2

### Récapitulatif :

**Tableau 8.3 :** Récapitulatif des longueurs des câbles.

N° câbles	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt	Lt × 2
1	1.568	3.63	6.58	11.80	23.60
2	1.324	2.10	4.84	8.30	16.60

#### 4.4. Câble fictif :

Dans tout élément en BP, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance  $e$  du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure. La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- **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  $X_i = d_c + 1 - (X)$
- Remarque :

À la section médiane  $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

#### Exemple de calcul :

- **Section d'appui :** 1 câbles

Câble n° (1) :  $t_1 = 0.95 \text{ m}$

Position du câble moyen à l'about :

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.95}{1} = 0.95m$$

- Section à 1m de l'appui :

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

$$t_i = 0.12 + 0.11 \cdot 1.52^2 \text{ avec } X_i = 1.52 + 1 - (1)$$

$$t_i = 0.64m$$

Câble n° (1) :  $t_1 = 0.64$  m

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.64}{1} = 0.37m$$

Tableau 8.4: Positionnement du câble N°1 a l'about.

	Section d'about			Section à 1 m de l'about	
Câbles	$t_i$	$t_{moy}$	Câbles	$t_i$	$t_{moy}$
1	0.95	0.95	1	0.64	0.64

Tableau 8.5: Positionnement des câbles a 3m de l'about.

Section à 3 m de l'about					
Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant		
Câbles	$t_i$	$t_{moy}$	Câbles	$t_i$	$t_{moy}$
1	0.2101	0.2101	1	0.2101	0.1651
			2	0.1801	

Tableau 8.6: Positionnement des câbles a 5m de l'about.

Section à 5 m de l'about					
Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant		
Câbles	$t_i$	$t_{moy}$	Câbles	$t_i$	$t_{moy}$
1	0.1350	0.1350	1	0.1350	0.4049
			2	0.6748	

Tableau 8.7: Positionnement des câbles a 7m de l'about.

Section à 7 m de l'about					
Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant		
Câbles	$t_i$	$t_{moy}$	Câbles	$t_i$	$t_{moy}$
1	0.4175	0.4175	1	0.4175	0.6635
			2	0.9095	

Tableau 8.8: Positionnement des câbles a 0.5L de l'about.

Section à 0.5L de l'about					
Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant		
Câbles	$t_i$	$t_{moy}$	Câbles	$t_i$	$t_{moy}$
1	0.12	0.12	1	0.12	0.15
			2	0.18	

**5. Caractéristiques géométriques des sections nettes :**

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

Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées. D'où en détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

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

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



Figure VIII.5 : composante de la précontrainte à la section d'appui

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

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

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

Avec :

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

- Section d'about (poutre seule) :

**Tableau 8.9:** Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).

n° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Zi (m)	Zi x cosa	Zi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	17	0.2924	0.9563	0.95	0.9084	0.9025
$\Sigma$	/	/	0.9563	0.95	0.9084	0.9025

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{0.9084}{0.9563} = 0,9499 \text{ m}$$

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 ( $\Delta$ ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{1 \cdot \pi \cdot 0,08^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0,08^2}{4} \cdot 0.9025 = 453616.96 \text{ cm}^4$$

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

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 50,24 = 1 \times 50,24 = 50.24 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 94.99 \times 50.24 = 4772.30 \text{ cm}^3$$

**Tableau 8.10:** Caractéristiques géométriques de la gaine.

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S $_{\Delta}$ (cm <sup>3</sup> )	I $_{\Delta}$ (cm <sup>4</sup> )
Section brute	6337.5	94.99	398195.62	33130934.7
Gaines	50.24		4772.30	453616.96
Section nette	6287.26		393423.32	32677317.74

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{393423.32}{6287.26} = 62.57 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 62.57 = 57.43 \text{ cm}$$

$$I_G = I_\Delta - \frac{S_\Delta^2}{B} = 32677317.74 - \frac{(393423.32)^2}{6287.26} = 8058977.045 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{8058977.045}{6287.26 \times 62.57 \times 57.43} \times 100 = 35.67 \%$$

$$e_p = Z - V' = 94.99 - 62.57 = 32.42 \text{ cm}$$

**Tableau 8.11:** Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
62.57	57.43	8058977.045	35.57 %	32.42 cm

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

On suit les mêmes étapes précédentes, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées :

**Tableau 8.12:** Caractéristiques géométriques de la gaine.

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	8837.5	94.99	729445.62	77151768.03
Gaines	50.24		4772.30	453616.96
Section nette	8787.26		724673.32	76698151.07

$$V' = \frac{S_\Delta}{B} = \frac{724673.32}{8787.26} = 82.47 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 145 - 82.47 = 62.53 \text{ cm}$$

$$I_G = I_\Delta - \frac{S_\Delta^2}{B} = 76698151.07 - \frac{(724673.32)^2}{8787.26} = 16935333 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{16935333}{8787.26 \times 62.53 \times 82.47} \times 100 = 37.37 \%$$

$$e_p = Z - V' = 94.99 - 82.47 = 12.52 \text{ cm}$$

**Tableau 8.13:** Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.

V' (cm)	V (cm)	IG (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	ep (cm)
82.47	72.53	16935333	37.37 %	12.52 cm

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau 8.14 :** Caractéristiques de la section d'about et à 1 m de l'about.

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about	
	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre +hourdis
<b>B(cm<sup>2</sup>)</b>	6287.26	8787.26	4993.76	7493.76
<b>V'(cm)</b>	62.57	82.47	63.23	86.34
<b>V(cm)</b>	57.43	62.53	56.77	58.66
<b>I<sub>G</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	8058977.045	16935333	6320681.30	15052532.43
<b>ρ (%)</b>	35.57 %	37.37	35.26	39.66
<b>e<sub>p</sub> (cm)</b>	32.42	12.52	31.76	8.65

**Tableau 8.15 :** Caractéristiques de la section à 3 m de l'about.

Section	Section à 3m de l'about			
	Sans câble de l'extrados		Avec câble de l'extrados	
	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre +hourdis
<b>B(cm<sup>2</sup>)</b>	4993.76	7493.76	4943.52	7443.52
<b>V'(cm)</b>	63.23	86.34	63.87	86.92
<b>V(cm)</b>	56.77	58.66	57.13	58.08
<b>I<sub>G</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	6320681.30	15052532.43	7179465.945	14675484.2
<b>ρ (%)</b>	35.26	39.66	39.80	39.05
<b>e<sub>p</sub> (cm)</b>	31.76	8.65	31.12	8.07

**Tableau 8.16:** Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

Section	Section à 0,25 L de l'about		Section à 0,5L	
	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre +hourdis
<b>B(cm<sup>2</sup>)</b>	3649.87	6149.87	3649.87	6149.87
<b>V'(cm)</b>	62.75	91.11	62.75	91.11
<b>V(cm)</b>	57.25	53.89	57.25	53.89
<b>I<sub>G</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	6234804.216	13582586.58	6234804.216	13582586.58
<b>ρ (%)</b>	47.55	44.98	47.55	44.98
<b>e<sub>p</sub> (cm)</b>	32.24	3.88	32.24	3.88

### 6. Les pertes de tension :

On désigne sous le nom « pertes de tension » ou « pertes de contraintes » toute différence entre l'effort exercé lors de la mise en tension des câbles par le vérin, et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes

qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donné des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée. Ces pertes sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau 8.17 :** Les différents types de perte de précontrainte.

Les pertes instantanées (lors de la mise en tension)	Les pertes différées (durant l'exploitation de l'ouvrage)
Frottement	Retrait du béton
Recul des encrages	Relaxation des aciers
Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).	Fluage du béton

## 6.1. Les pertes instantanées :

### 6.1.1. Perte par frottement :

Au moment de la mise en tension du câble, ce dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse  $x$ , après la mise en tension est :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec :

$\sigma_{P_0}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = 1476 \text{ MPa}$

$f$  : Coefficient de frottement angulaire.  $f : 0,18 \text{ rd}^{-1}$

$\alpha$  : Somme des angles du point étudié d'abscisse ( $x$ ) à l'ancrage.

$\varphi$  : Coefficient de frottement linéaire  $\varphi : 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Tableau 8.18 : Perte par frottement.

Section	$\alpha$	$\sigma_{P_0}$	X = 0.00L		X = 1 m		X = 0.25 L		X = 0.5 L	
			MPa	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X
Câble 1	17	1476	0.00	0.00	1	79.52	5.5	92.89	11	108.02
Câble 2	25	1476	/	/	1	/	5.5	127.30	11	142.06
Valeur moy de 2 câbles	/	/	/	0.00	/	79.52	/	110.09	/	125.04

### 6.1.2. Perte par recul d'encrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages.

Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gainé.

#### ✓ Câble N°1 :

La tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$  MPa

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05$  MPa

$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.30 - 2 \times 10^{-3} \times 4.42) = 1383.24$  MPa

$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.30 - 2 \times 10^{-3} \times 11) = 1363.82$  MPa

$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140$  MPa.m

Calcul des aires :

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1383.24) \times 1 = 89.80 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1383.24) \times 3.42/2 = 153.57 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1383.24 - 1363.82) \times 4.42 = 85.84 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1383.24 - 1363.82) \times \frac{6.58}{2} = 63.89 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 374.575 = 749.15 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_m$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{(1140 - 749.15)}{11} = 35.53 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n°1 :

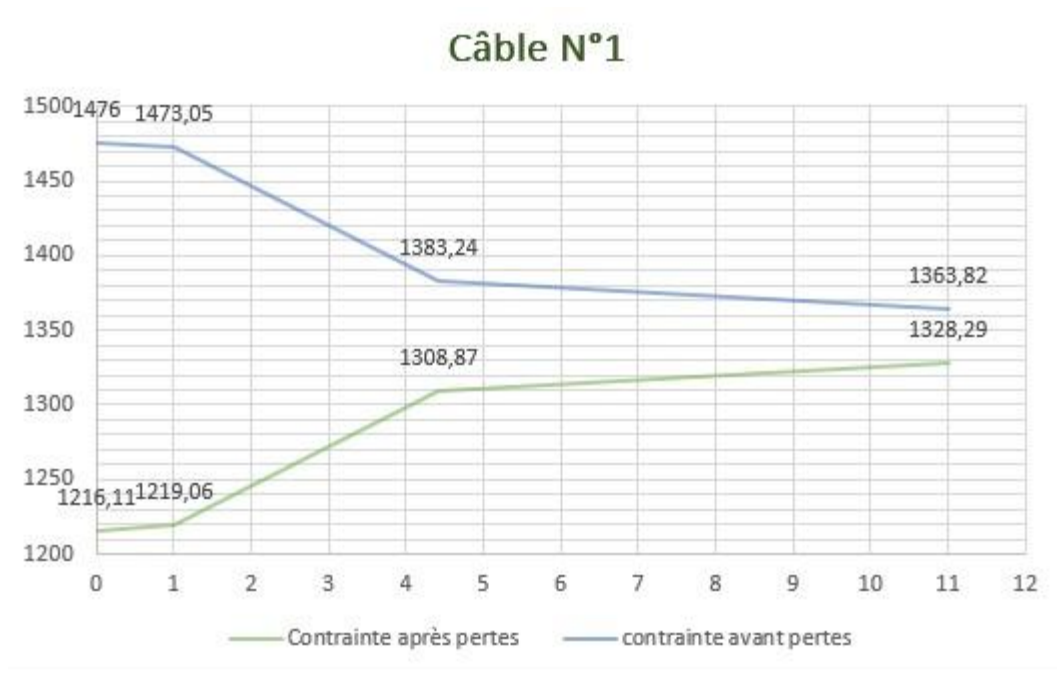


Figure VIII.6 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage dans le câble N°1

✓ Câble N°2 :

La tension à l'origine  $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0} (1 - f\alpha - \phi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.2) = 1472.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.4361 - 2 \times 10^{-3} \times 3.16) = 1350.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.4361 - 2 \times 10^{-3} \times 8) = 1336.52 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

Calcule des aires :

$$S_1 = (1476 - 1472.45) \times \frac{1.2}{2} = 2.13 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1472.45 - 1350.81) \times 1.2 = 145.968 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1472.45 - 1350.81) \times 1.96/2 = 119.207 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1350.81 - 1336.52) \times 3.16 = 45.16 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1350.81 - 1336.52) \times \frac{4.84}{2} = 34.581 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 347.046 = 694.092 \text{ MPa.m}$$

g.  $E_p > S \rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_m$

$$g. E_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{(1140 - 694.092)}{8} = 55.73 \text{ MPa}$$

**Tableau 8.19 :** Récapitulatif des aires des câbles.

Câbles	S1 (MPa .m)	S2 (MPa .m)	S3 (MPa .m)	S4 (MPa .m)	S5 (MPa .m)	S=2∑Si (MPa .m)	Δσ <sub>m</sub> (MPa)
1	1.475	89.80	153.57	85.84	63.89	749.15	35.53
2	2.13	145.968	119.207	45.16	34.581	694.092	55.73

**Tableau 8.20 :** Récapitulatif des tensions des câbles.

Câbles	σ <sub>A</sub> (MPa)	σ <sub>A'</sub> (MPa)	σ <sub>B</sub> (MPa)	σ <sub>B'</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>c'</sub> (MPa)	σ <sub>D</sub> (MPa)	σ <sub>D'</sub> (MPa)
1	1476	1216.11	1473.05	1219.09	1383.24	1308.87	1363.82	1328.29
2	1476	1141.31	1472.45	1144.86	1350.81	1266.50	1336.52	1280.79

 **Calcul des pertes par recul d'ancrage :**

**Câble 1 :**

$$\Delta\sigma(x = 11 \text{ m}) = 35.53 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 5.5 \text{ m}) = (1379 - 1363.82) \times 2 + 35.53 = 65.89 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1413.17 - 1268.16) = 253.99 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1265.33) = 210.67 \text{ MPa}$$

**Câble 2 :**

$$\Delta\sigma(x = 11 \text{ m}) = 55.73 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 5.5 \text{ m}) = (1340 - 1336.52) \times 2 + 55.73 = 133.31 \text{ MPa}$$

**Tableau 8.21** : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

section	0.00L	0.033L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0	1	5.5	11
Câble 1	210.67	253.99	65.89	35.53
Câble 2	/	/	133.31	55.73
Moyenne des 2 câbles	/	/	99.6	45.63

### 6.1.3. Les pertes dues par raccourcissement du béton :

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci, en conséquence, les armatures de précontraintes vont aussi subir une déformation, donc une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en deux phases :

- La première famille sera tendue au 14<sup>ème</sup> jour (n = 1 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28<sup>ème</sup> jour (n = 1 câbles).

#### La 1<sup>ère</sup> famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanété de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ : Perte de tension moyenne de n câbles.

$E_{bij}$ : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left( 1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

$e_p$ : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{Pi}(x)$ : Contrainte normale dans le câble après toute pertes déjà d.

n : Nombre de câble par familles.

$E_p$  : Module d'élasticité longitudinale de câble.

$I_G$ : Inertie de la poutre seule

$Mg(x)$ : Moment dû au poids propre de la poutre seule + amorce à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

**Exemple de calcul :**

**Section d'about:**

$$B = 6287.26 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 29.91$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{29.91} = 34147.24 \text{ MPa}$$

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

$$e_p = 32.42$$

$$I_G = 8058977.045 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.6687 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{2} ; \text{ pour } x = 0 \rightarrow M_g = 0 \text{ N.m}$$

$$\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 34147.24} \cdot \frac{1 \cdot 1800 \cdot (1476 - 0 - 210.67)}{6287.26 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{6287.26 \cdot (32.42)^2}{8058977.045}\right) = 9.58 \text{ MPa}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau 8.22:** Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa)	9.58	12.03	12.88

**La 2<sup>ème</sup> famille de câbles :**

La mise en tension de la 2ème famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

La perte subie par chaque câble de la 2ème famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$  : Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2ème famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{E_p}{E_{bi(28)}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{E_{bi(28)}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

**Exemple de calcul :**

**Section à x = 0,5L (x = 11 m) :**

Caractéristiques géométriques de la section nette :

B = 6149.87cm<sup>2</sup>

I<sub>G</sub> = 13582586.58 cm<sup>4</sup>

e<sub>p</sub> = 3.88 cm

E<sub>p</sub> = 1.9 × 10<sup>5</sup>

q = 1.1455 t/ml

E<sub>bi(28)</sub> = 11000<sup>3</sup>√35 = 35981.72 MPa

A<sub>p</sub> = 1800 mm<sup>2</sup>.

$$Mg = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - X) = \frac{1.1455 \times 11}{2} \times (22 - 11) = 69.30 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0.5L) = \frac{1.9 \times 10^5}{35981.72} \cdot \left[ \frac{69.30 \cdot (3.88) \times 10^4}{13582586.58} + \frac{1 \times 1800 \times (1476 - 45.63 - 133.31)}{6149.87 \times 10^2} \right] \times \left(1 + \frac{6149.87 \times (3.88)^2}{13582586.58}\right) = 1.05 \text{ MPa}$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 8.23:** Pertes par raccourcissement instantané du béton (2ème famille).

Câbles de la 2 <sup>ème</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Δσ <sub>Pi</sub> (x) (MPa)	0	20.92	21.22

**Pertes instantanées totales « Δσ<sub>i</sub>(x) » :**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{Pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 8.24 :** Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).

section	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0	5.5	11
Câble 1	220.25	170.81	156.43
Câble 2	/	282.53	219.01
Moyenne des 2 câbles	220.25	226.67	187.72

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différents sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

**Tableau 8.25** : Tensions initiales probables « $\sigma_{Pi}$ (MPa) ».

section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	5.5	11
Câble 1	1255.75	1305.19	1319.57
Câble 2	/	1193.47	1256.99
Moyenne des 2 câbles	1255.75	1249.33	1288.28

### 6.2. Les pertes différées :

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

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

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :  $\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$

Avec :

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

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

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

$\varepsilon_r$  : 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 d'about:**

$$r_m = \frac{6287.26}{430.99} = 14.59 \text{ cm}$$

**Section intermédiaire**

$$r_m = \frac{4993.76}{446.14} = 11.19 \text{ cm}$$

**Section médiane :**

$$r_m = \frac{3648.87}{458.26} = 7.96 \text{ cm}$$

✓ **Perte dans les câbles de la 1ère famille :**

**Section d'about :**

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t + 9r_m} = \frac{14}{14 + 9 \times 14.59} = 0.096$$

Donc :  $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.096] \times 1.9 \times 10^5 = 51.53$

**Section médiane :**

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t + 9r_m} = \frac{14}{14 + 9 \times 7.96} = 0.16$$

Donc :  $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.16] \times 1.9 \times 10^5 = 47.88$

✓ **Perte dans les câbles de la 2ème famille :**

**Section médiane :**

$$r(J_{28}) = \frac{t}{t + 9r_m} = \frac{28}{28 + 9 \times 7.96} = 0.28$$

Donc :  $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.28] \times 1.9 \times 10^5 = 41.04$

**Tableau 8.26 :** Valeurs des pertes dues au retrait de béton.

	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	0.00L	0.25L	0.50L
la 1 <sup>ère</sup> famille	14 <sup>ème</sup> jour	51.53	47.88	47.88
la 2 <sup>ème</sup> famille	28 <sup>ème</sup> jour	/	41.04	41.04

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

$$\text{à : } \Delta_{\sigma r}^{moy} = \frac{1 \times 48.90 + 1 \times 42.86}{2} = 45.88 \text{ MPa}$$

**6.2.2. Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 » :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue 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, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\rho_{1000}$  : relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5%

$\mu_0$  : 0.43 pour les armatures de très basse relaxation (TBR)

$\sigma_{pi}(x)$  : Tension initiale probable après toutes les pertes instantanées.

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

$\sigma_{po} = 1476 \text{ MPa}$ .

✓ **Perte dans les câbles de la 1ère famille :**

**Exemple de calcul :**

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

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left( \frac{1255.75}{1860} - 0.43 \right) \times 1255.75 = 46.17 \text{ MPa}$$

**Tableau 8.27 :** Pertes dans les câbles de la 1ère famille.

Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	5.5	11
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1255.75	1305.19	1319.57
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	46.17	53.19	54.70

**Tableau 8.28 :** Pertes dans les câbles de la 2ème famille.

Câbles de la 2 <sup>ème</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	5.5	11
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1193.47	1256.99
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	37.88	46.34

### 6.2.3. Pertes dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 » :

Le béton subit un raccourcissement progressif « fluage » lorsqu'il est soumis à une contrainte décompression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton et vont subir raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

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

Avec :

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_M$  : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

✓ **Perte dans les câbles de la 1ère famille :**

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

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

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

Donc :

qG = 1.1455 t/ml (poutre seule)

$$M_g = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.1455 \times 11^2}{8} = 17.32 \text{ t.m}$$

B = 3649.87 cm<sup>2</sup>

I<sub>G</sub> = 6234804.216 cm<sup>4</sup>

e<sub>p</sub> = 32.24 cm

E<sub>p</sub> = 1.9 × 10<sup>5</sup>

AP = 1800 mm<sup>2</sup>.

$\sigma_{pi}$  = 1319.57 MPa

Donc :

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

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{17.32 \times (32.24)10^4}{6234804.216} + 1 \times 1800 \frac{1319.57}{3649.87 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{3649.87(32.24)^2}{6234804.216}\right)$$

$\sigma_M(0.5L) = 11.36\text{MPa}$

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

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

$$\Delta\sigma_d = 47.88 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 54.70$$

$$\Delta\sigma_d = 93.46 + \Delta\sigma_{fl}$$

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

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

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

On remplace dans la formule (1) devient alors :

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

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[ 2 \times 11.36 - 1 \times 1800 \times \frac{93.46}{3649.87 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{3649.87 \cdot (32.24^2)}{6234804.216}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{34147,2}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 122.21 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

**Tableau 8.29** : Pertes par fluage  $\Delta\sigma_{fl}(x)$  dans les câbles de la 1ère famille.

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	5.5	11
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	90 + $\Delta\sigma_{fl}$	92.12 + $\Delta\sigma_{fl}$	93.46 + $\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	00	4.33	17.32
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1204.94	1305.17	1319.57
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	9.56	10.55	11.36
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	102.41	113.29	122.21

✓ **Perte dans les câbles de la 2ème famille :**

De la même façon on calculera les pertes dans le câble de la 2ème famille.

**Tableau 8.30** : Pertes par fluage  $\Delta\sigma_{fl}(x)$  dans les câbles de la 2ème famille.

Câbles de la 2ème famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	5.5	11
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	//	72.60 + $\Delta\sigma_{fl}$	79.65 + $\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	//	2.29	9.16
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	//	1193.47	1256.99
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	//	9.56	10.42
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	//	103.17	112.38

**6.3. Pertes différées totales et tension finale probable :**

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

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

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x,t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x)$$

**Tableau 8.31 :** Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ ".

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	5.5	11
Câbles de la 1ère famille	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	51.53	47.88	47.88
	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	46.17	53.19	54.70
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	102.41	113.29	122.21
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	<b>192.41</b>	<b>205.49</b>	<b>208.17</b>
Câble de la 2ème famille	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	/	41.04	41.04
	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	/	37.88	46.34
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	103.17	112.38
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	<b>175.77</b>	<b>192.03</b>

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{N_1 \cdot \Delta\sigma_{diff1} + N_2 \cdot \Delta\sigma_{diff2}}{N_1 + N_2}$$

Avec :

$N_1$  : Nombre de câble de la première famille.

$N_2$  : Nombre de câble de la deuxième famille

$\Delta\sigma_{diff}$ : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

**Tableau 8.32 :** Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

Section	0.00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	<b>96.20</b>	<b>190.63</b>	<b>200.10</b>

Avec :

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

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

Tableau 8.33 : Pourcentage des pertes.

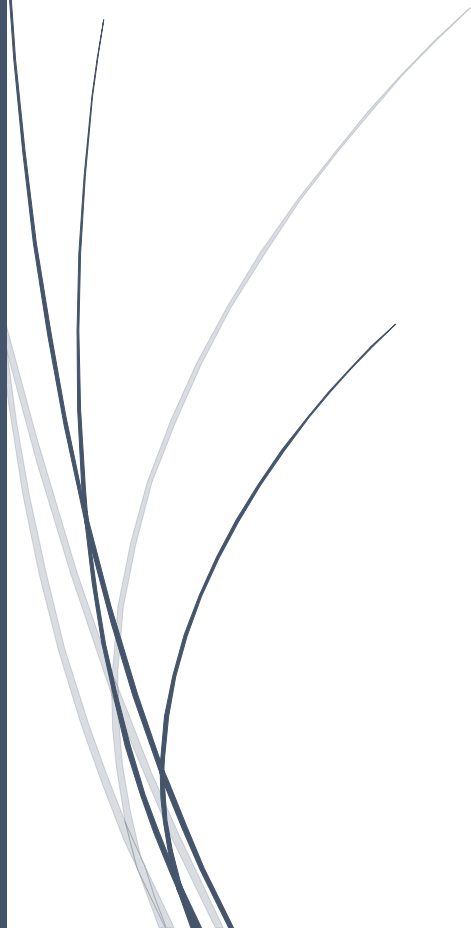
Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	5.5	11
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPa)	1255.75	1249.33	1288.28
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	96.20	190.63	200.10
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1159.55	1058.7	1088.18
%perte	21.44	28.27	26.27
Vérification	vérifié	vérifié	vérifié

### 7. Conclusion :

Les pertes totales varient entre 21.44% et 28.27% de la contrainte initiale, sachant que la valeur prise lors du calcul est de 32%, on conclut que la précontrainte a été bien dimensionnée.



# **Conclusion générale**



## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude que nous avons établi, est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application une partie de nos connaissances théoriques acquises pendant les années du cursus universitaire, passées à l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO).

Nous avons touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude du tablier d'un pont en béton précontraint, on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ... etc.

Dans ce mémoire, nous avons fait l'étude d'un tablier d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension. Le choix de type d'ouvrage a été basé essentiellement, d'après l'analyse multicritères effectuée, du point de vue économique, technique et même esthétique, en respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement, on a adopté pour le pont à poutres en béton précontraint post tension.

Le pré dimensionnement des éléments du tablier a été basé sur le document (S.E.T.R.A), son étude a été faite par la méthode numérique (Robot Autodesk 2019), le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. Toutes les vérifications ont été effectuées pour l'étude de la précontrainte des torons utilisés pour chaque poutre. La dalle a été ferrillée en flexion simple en supposant les deux moments (transversal et longitudinal).

Enfin, espérant que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour les utilisateurs.

# Bibliographie

## 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.

## Ouvrages :

- ✓ **Conception des ponts** : A. BERNARD – GELY & J.A CALGARO." Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006)
- ✓ **Le béton précontraint aux états limites** : HENRY THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992)
- ✓ **Projet et construction des ponts** : J. A CALGARO, M. VIRLOGEUX. "Analyse structurales des tabliers de ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 1994)
- ✓ **Projet et construction des ponts** : J.A CALGARO. "Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2000)

## Règlements :

- ✓ BAEL 91 mod.99
- ✓ BPEL 91 rév.99
- ✓ RCPR
- ✓ RPOA
- ✓ SETRA (ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension)
- ✓ Fascicule 61 titre II

## Logiciels :

Word, excel, AutoCAD 2016, Robot 2019