

# TABLE DES MATIERES

Remerciements .....	I
Dédicace .....	II
Résumé .....	IV
Abstract .....	V
الملخص .....	VI
Table des matières .....	VII
Liste des figures.....	XI
Liste des tableaux.....	XIII
Introduction générale.....	1

## Chapitre I

1.1 Introduction.....	3
1.1.1 La super structure :.....	3
1.1.2 Les appuis : .....	3
1.1.3 Les fondations : .....	3
1.2PRESENTATION DE SITE .....	4
1.2.1 Tracé en plan .....	4
1.2.2 Profil en long et travers .....	4
1.3 Recueil des données naturelles.....	6
1.3.1 Topographie .....	6
1.3.2 Hydrologie .....	6
1.3.3 Données géotechniques .....	6
1.4 Choix du type d'ouvrage.....	9
1.4.1Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont : .....	9
1.4.2 Présentation du choix.....	10
1.5 Principes Généraux Pour Les Ponts .....	11
1.5.1 Les ponts en béton armé.....	11
1.5.2 Les ponts en béton précontraint.....	11
1.6 Conclusion .....	12

## chapitre II

2.1 INTRODUCTION .....	13
2.2 LARGEUR DU TABLIER.....	13
2.3 PRE DIMENSIONNEMENT DE <b>1ere</b> VARIANTE.....	13

# TABLE DES MATIERES

2.3.1 La largeur de la travée :	13
2.3.2 Hauteur des poutres :	13
2.3.3 Nombre et espacement des poutres :	13
2.3.4 Epaisseur de l'hourdis :	13
2.3.5 La section de la poutre :	14
2.3.6 Les entretoise :	14
2.4 PRE DIMENSIONNEMENT DE <b>2eme</b> VARIANTE :	15
2.4.1 La largeur de la travée :	15
2.4.2 Hauteur des poutres :	15
2.4.3 Nombre et espacement des poutres :	15
2.4.4 Section des poutres :	16
2.4.5 Epaisseur de l'hourdis ( $h_0$ ) :	16
2.4.6 Largeur de la table de compression ( $b$ ) :	16
2.4.7 Epaisseur de la table de compression ( $hc$ ) :	16
2.4.8 Epaisseur de l'âme ( $b_0$ ) :	16
2.4.9 Largeur du talon :	16
2.4.10 Membrure supérieure de la poutre :	16
2.4.11 Entretoise :	17
2.5 EVALUATION DES CHARGES DE <b>1er</b> VARIANTE :	18
2.5.1 Le poids de la dalle qui renie à la poutre :	19
2.5.2 Les éléments non porteurs :	19
2.5.3 Calcul des surcharges routières :	21
2.5 EVALUATION DES CHARGES DE <b>2eme</b> VARIANTE :	30
2.5.1) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE :	30
2.5.2) La charge permanente (CP) :	34
2.5.3) La charge complémentaire permanente (CCP) :	34
2.5.4) Calcul des surcharges routières :	36

## chapitre III

3.1 Logiciel SAP 2000 :	39
3.2 La modélisation :	40
3.3 Combinaisons de calcul :	42
3.4 Les différents cas de charges :	44
3.5 Résultats de calcul obtenus par le logiciel :	45

# TABLE DES MATIERES

3.5.1 Les poutres : .....	45
---------------------------	----

## Chapitre IV

4.1 Ferrailage des poutres .....	52
4.1.1 Calcul à l'ELU .....	53
4.1.2 Calcul à l'ELS .....	54
4.1.3 Armature supérieure .....	54
4.1.4 Calcul des armatures transversales : .....	55
4.1.5 Effet de l'effort tranchant : .....	55
4.1.6 Jonction de l'ourdis et l'âme de la poutre .....	56
4.1.7 CALCUL DE LA CONTRE FLECHE : .....	57
4.1.8 Manutention des poutres : .....	58

## Chapitre V

5.1 GENERALITE SUR LA PRECONTRAINTTE : .....	60
5.2 LES PRINCIPES DE LA PRECONTRAINTTE : .....	61
5.3 MODE DE PRECONTRAINTTE : .....	61
5.3.1 PRECONTRAINTTE PAR PRE-TENSION : .....	61
5.3.2 PRECONTRAINTTE PAR POST-TENSION : .....	62
5.3.3. COMPARAISON DES DEUX PROCEDES : .....	64
5.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE SUIVANT LES REGLES DE B.P.E.L : .....	65
5.4.1 Hypothèse de calcul .....	65
5.4.2 Calcul de la face de la précontrainte : .....	65
5.4.3 Détermination du nombre de câbles : .....	66
5.4.4 Vérification à l'ELS : .....	67
5.4.5 Vérification à l'E.L.U .....	73
5.4.6 Les pertes de la précontrainte .....	77
5.4.7 Vérification de la flexion à mi- travée : .....	84
5.5.8 Ferrailage de la poutre : .....	86
5.4.9 Vérification De l'Efforts Tranchants .....	87
5.4.10 Vérification à l'ELU : .....	88

# TABLE DES MATIERES

---

## Chapitre VI

6.1 INTRODUCTION .....	90
6.2 MANAGEMENT DE PROJET .....	90
6.2.1 Gestion des délais .....	90
6.2.2 Gestion des coûts .....	91
6.2.3 Gestion de la qualité.....	91
6.3 Cycle de vie de projet .....	91
6.3.1 Démarrage.....	92
6.3.2 Planification.....	92
6.3.3 Exécution .....	93
6.3.4 Suivi et maîtrise .....	93
6.3.5 Fermeture.....	93
6.4 LES ACTEURS DU PROJET .....	94
6.4.1 Le maître d'ouvrage : .....	94
6.4.2 Le maître d'œuvre : .....	94
6.4.3 L'entrepreneur : .....	94
6.4.4 Le fournisseur : .....	94
6.5 Définir des WBS .....	95
6.6 Liste des ressources.....	96
6.6.1 Tableau des ressources .....	96
6.7 LA VARIANTE PONT EN BETON ARME .....	101
6.7.1 LES AVANTAGES.....	101
6.7.2 LES Inconvénients.....	101
6.8 LA VARIANTE PONT EN BETON PRECONTRAIT .....	102
6.8.1 LES AVANTAGES .....	102
6.8.2 LES INCONVENIENTS.....	102
6.9 Analyse multicritère .....	103
6.9.1 Présentation du choix.....	103
6.10 Conclusion .....	104
Conclusion général .....	106
BIBLIOGRAPHIE.....	108
WEBOGRAPHIE .....	109

## LISTE DES FIGURE

---

Figure 1. 1: Terminologie des ponts.....	3
Figure 1. 2: Plan de situation du pont (maps.google.com).....	4
Figure 1. 3: tracé en plan de projet (2013).....	5
Figure 1. 4: Profil en long de projet (2013).....	5
Figure 2. 1: Dimensions de la poutre.....	18
Figure 2. 2. Coupe transversale du trottoir avec corniche.....	19
Figure 2. 3: Le trottoir.....	20
Figure 2. 4. Présent la corniche.....	20
Figure 2. 5. Les dimensions de système <b>Bc</b> (LACROIX .M.R et all 1980).....	23
Figure 2. 6 .Les dimensions de système <b>BT</b> .....	25
Figure 2. 7. Dimension de système <b>Br</b> .....	26
Figure 2. 8. Dimensions de système <b>Mc120</b> .....	27
Figure 2. 9: Disposition du exceptionnelle <b>D240 (7)</b> .....	28
Figure 2. 10: Vue en plan de la poutre.....	30
Figure 2. 11: section d'about Coupe <b>A –A</b> .....	31
Figure 2. 12: section médiane Coupe <b>B – B</b> .....	32
Figure 2. 13: La corniche.....	34
Figure 2. 14: Le trottoir.....	35
Figure 3. 1 Tableau de modèle (SAP2000).....	39
Figure 3. 2 : Vue générale du tablier de <b>1ere</b> Variante (SAP2000).....	40
Figure 3. 3: Vue générale du tablier de <b>2eme</b> Variante (SAP2000).....	40
Figure 3. 4 : Tableau de materais.....	41
Figure 3. 5. Modélisation de la poutre intermédiaire <b>1ere</b> Variante.....	41
Figure 3. 6. Modélisation de la poutre intermédiaire <b>2eme</b> Variante.....	42
Figure 3. 7. Modélisation du camion <b>BC</b> .....	42
Figure 3. 8. Modélisation du <b>MC120</b> .....	43
Figure 3. 9. Modélisation du <b>D280</b> .....	43
Figure 3. 10 : Les moments fléchissant de poutre de gauche 1 <b>MC120</b> à l'ELU( <b>1ere</b> Variante).....	45
Figure 3. 11: Les efforts tranchants de poutre gauche 1 ( <b>1ere</b> Variante).....	46
Figure 3. 12: Les moments fléchissant de poutre de gauche2 ( <b>2eme</b> Variante).....	48
Figure 3. 13. Les efforts tranchants de poutre gauche 2 ( <b>2eme</b> Variante).....	49
Figure 3. 14 : digramme du moment fléchissant des poutres.....	51
Figure 3. 15: digramme des efforts tranchants des poutres.....	51
Figure 4. 1: Section de la poutre + dalle.....	52
Figure 4. 2 : Le ferrailage de section.....	56
Figure 4. 3: calcul de la contre fléché.....	57

## LISTE DES FIGURE

---

Figure 4. 4: Calcul de Y(m) de la poutre.....	58
Figure 4. 5: La position des points de levage .....	58
Figure 4. 6: Diagramme du moment fléchissant .....	58
Figure 4. 7: Diagramme d'effort tranchant .....	59
Figure 5. 1:déformation d'une poutre sous des charges (flèche). .....	60
Figure 5. 2: solution pour la déformation (armature inferieure). .....	60
Figure 5. 3: deuxième solution pour la déformation. ....	60
Figure 5. 4:les diagrammes des contraintes des éléments. ....	61
Figure 5. 5:les étapes de réalisations par pré-tension. ....	61
Figure 5. 6:les étapes générales pour la post-tension. ....	63
Figure 5. 7:les deux modes de mis en tension. ....	63
Figure 5. 8: Diagramme de la combinaison La mise en tension de P1 .....	67
Figure 5. 9: Diagramme de la combinaison La mise en tension de P1 .....	68
Figure 5. 10: Diagramme de la combinaison quasi permanente de P1 .....	69
Figure 5. 11: Diagramme de la combinaison quasi permanente de P2 .....	70
Figure 5. 12: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1 .....	70
Figure 5. 13: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P2.....	71
Figure 5. 14: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1 .....	72
Figure 5. 15: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1 .....	73
Figure 5. 16: Section équivalente .....	73
Figure 5. 17: L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre .....	76
Figure 5. 18: Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble .....	78
Figure 5. 19: Diagramme des contraintes sous « p2 » (combinaison rare) .....	87
Figure 6. 1: Triangle d'or du projet.....	90
Figure 6. 2: Cycle de vie d'un projet (11) .....	92
Figure 6. 3: LES ACTEURS DU PROJET .....	95
Figure 6. 4 : Présentation de choix par le graphique radar .....	103

## LISTE DES TABLEAU

Tableau 1. 1: Sondage (sp13) coté oued tlat (2).....	7
Tableau 1. 2: Sondage (sp14) coté oued tlat (2).....	7
Tableau 1. 3: Sondage (sp16) coté oued tlat (2).....	8
Tableau 1. 4: tableaux représente les différent travée. (4).....	10
Tableau 2. 1: Epaisseur de l'hourdis (6).....	13
Tableau 2. 2 : pré dimensionnement d'une poutre en béton armé.....	15
Tableau 2. 3: pré dimensionnement d'une poutre en béton précontrainte.....	17
Tableau 2. 4: Classe de pont (LACROIX .M.R et all 1980) .....	21
Tableau 2. 5: Coefficient de dégressivité transversale de la charge (LACROIX .M.R et all 1980).....	22
Tableau 2. 6: Valeur de $V_0$ (LACROIX .M.R et all 1980) .....	22
Tableau 2. 7: Coefficient de $Bc$ (7) .....	24
Tableau 2. 8 : Les valeurs de coefficient $Bc$ .....	24
Tableau 2. 9 : Les valeurs de coefficient $BT$ .....	25
Tableau 2. 10: Les charges et surcharges appliqué sur la variante 1 .....	29
Tableau 2. 11: Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » sans hourdis .....	31
Tableau 2. 12 : Donnant les caractéristiques géométriques de la section d'about .....	32
Tableau 2. 13: Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis .....	33
Tableau 2. 14 : Donnant les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire .....	33
Tableau 2. 15: Les charges et surcharges appliqué sur la variante 2.....	38
Tableau 3. 1 : les cas de charge .....	44
Tableau 3. 2: Combinaisons ELU .....	44
Tableau 3. 3 : Combinaisons ELS .....	45
Tableau 3. 4 : Les moments fléchissant dans les poutres 1ere Variante (KN/ m) :.....	45
Tableau 3. 5: Les moments fléchissant dans la poutre gauche 1 ( 1ere Variante).....	46
Tableau 3. 6: Les efforts tranchants dans la poutre gauche ( 1ere Variante) .....	47
Tableau 3. 7: Les moments fléchissant dans les poutres 2eme Variante (KN/ m) :.....	47
Tableau 3. 8: Les moments fléchissant dans la poutre gauche 2 (2eme Variante).....	48
Tableau 3. 9 : Les efforts tranchants dans la poutre gauche 1 ( 2eme Variante).....	50
Tableau 4. 1 : les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchant .....	52
Tableau 4. 2 : Calcul de $Y(m)$ .....	57
Tableau 5. 1: Les caractéristiques de la poutre à mi travée.....	65
Tableau 5. 2: Récapitulatif des résultats de précontrainte .....	67
Tableau 5. 3: combinaison La mise en tension de P1.....	67
Tableau 5. 4: combinaison La mise en tension de P2.....	68
Tableau 5. 5: combinaison quasi permanent de P1 .....	69
Tableau 5. 6: combinaison quasi permanent de P2 .....	69
Tableau 5. 7: combinaison fréquente de P1.....	70
Tableau 5. 8: combinaison fréquente de P2.....	71
Tableau 5. 9: combinaison fréquente de P1.....	72
Tableau 5. 10: combinaison fréquente de P2.....	72
Tableau 5. 11 : Tracé des câbles par rapport à la fibre inferieure .....	76
Tableau 5. 12: Perte due aux frottements .....	77
Tableau 5. 13: Perte dues au glissement.....	79

## LISTE DES TABLEAU

---

Tableau 5. 14: Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.00L$ .....	79
Tableau 5. 15: Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.25L$ .....	79
Tableau 5. 16: Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.50L$ .....	80
Tableau 5. 17: Section nette de la poutre .....	80
Tableau 5. 18: Les pertes dues à la déformation du béton + raccourcissement élastique .....	81
Tableau 5. 19: Les pertes instantanées .....	81
Tableau 5. 20: Perte due à la relaxation des aciers.....	82
Tableau 5. 21: Section nette de la poutre + dalle .....	83
Tableau 5. 22: Récapitulatif des pertes (Mpa).....	83
Tableau 5. 23 : Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections .....	84
Tableau 5. 24: Détermination des contraintes à la mise en tension.....	85
Tableau 5. 25 : Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.....	85
Tableau 5. 26: Détermination des contraintes à la mise en tension.....	86
Tableau 5. 27 : Le résultat de béton précontraint .....	89
Tableau 6. 1 : Tableau de ressources humaines .....	96
Tableau 6. 2: tableau de ressources matériels 1ere Variante (13) .....	97
Tableau 6. 3: tableau de ressources consommables 1ere Variante(13) .....	97
Tableau 6. 4: Tableau de ressources Matériels 2eme Variante(13).....	99
Tableau 6. 5: tableau de ressources consommables 2eme Variante(13).....	99
Tableau 6. 6: le cout total de projet avec poutre à 1ere Variante .....	101
Tableau 6. 7: le cout total de projet avec poutre à 2eme Variante.....	101
Tableau 6. 8: Analyse multicritère .....	103
Tableau 6. 9: Echelle de l'analyse multicritère .....	103

---

# INTRODUCTION GENERALE

---

# INTRODUCTION GENERALE

---

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire pour la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des routes, des autoroutes, trémies et des ponts.

Un pont est un ouvrage d'art, réalisation du génie civil, destiné à permettre le franchissement d'un obstacle (cours d'eau, voie de communication...) en passant par-dessus.

Un pont peut supporter une route, une voie ferrée, un canal ou une canalisation (oléoduc, aqueduc, ...). Il peut être mobile (pont levant).

La construction de ponts est devenue indispensable pour franchir de nouvelles voies de communication infranchissables de manière simple ou dangereuses pour les usagers.

L'essor économique d'un pays, aussi puissant soit-il, passe inéluctablement par la mise en place et l'amélioration continue des infrastructures d'une manière générale, et celles de transport plus particulièrement. Ainsi, les pays dits développés sont ceux-là qui ont pu initier, entre autres, des politiques cohérentes visant à promouvoir le secteur sensible des transports.

La conception d'un pont a de nombreux paramètres particulièrement liés au site, au pays à l'urbanisme.

Et d'autres données qui sont classées en :

- données fonctionnelles et dimensionnelles (la voie portée, profil en travers, profil en long,...).
- Données naturelles (la nature du sol).

L'objectif de ce travail est de faire une étude technique et une étude économique d'un pont à poutre en béton précontrainte et un pont à poutre en béton armé.

Ce mémoire s'articule autour de six chapitres :

Chapitre I : ce chapitre présente quelques définitions sur le pont et décrit les différentes parties du pont étudié, sa géométrie et le site de projet.

Chapitre II : ce chapitre présente un pré dimensionnement de la super structure, définit et calcule les charges appliquées sur le pont.

Chapitre III : ce chapitre présente les différentes étapes de modélisation de pont à poutre béton armé et poutre en béton précontrainte.

Chapitre VI : ce chapitre étudie la poutre en béton armée et détermine le ferrailage.

# INTRODUCTION GENERALE

---

Chapitre V : ce chapitre présente quelques définitions de précontrainte, étudié la poutre en béton précontrainte et détermine le nombre de câble et le ferrailage.

Chapitre VI : ce chapitre présente quelques définitions de management de projet et calcule le délai, le coût et fait une analyse multicritère pour faire la comparaison entre les deux variantes.

---

# Chapitre 1

## Présentation du projet

---

# PRESENTATION DU PROJET

## 1.1 Introduction

Un pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluvial ou maritime, La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (Passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, oued (pont-canal), il est constitué essentiellement de trois parties :

### 1.1.1 La super structure :

La superstructure comprend le tablier (composé de la dalle, des poutres longitudinales et des poutres transversales ou entretoises), les contreventements et les équipements du pont (trottoirs et glissières de sécurité, corniches etc....).

### 1.1.2 Les appareils d'appui:

Les appareils d'appui sont des dispositifs permettant d'amortir les déplacements ou les vibrations du tablier sous l'effet des différences de température ou l'application des surcharges du trafic. Ils sont interposés entre le tablier et les chevêtres.

### 1.1.3 L'infrastructure:

L'infrastructure comprend les appuis et les fondations :

Les appuis sont appelés « piles » quand ils sont intermédiaires et « culées » quand ils sont aux extrémités. Ils transmettent les charges verticales venant du tablier au sol par l'intermédiaire des semelles (ou non) et des pieux. Les culées sont conçues pour supporter la poussée des terres ;

Les fondations sont directement en contact avec le sol (semelles, pieux) et constituent la partie essentielle de l'ouvrage car leur étude et leur mise en œuvre correcte participent à la bonne tenue de l'ouvrage.

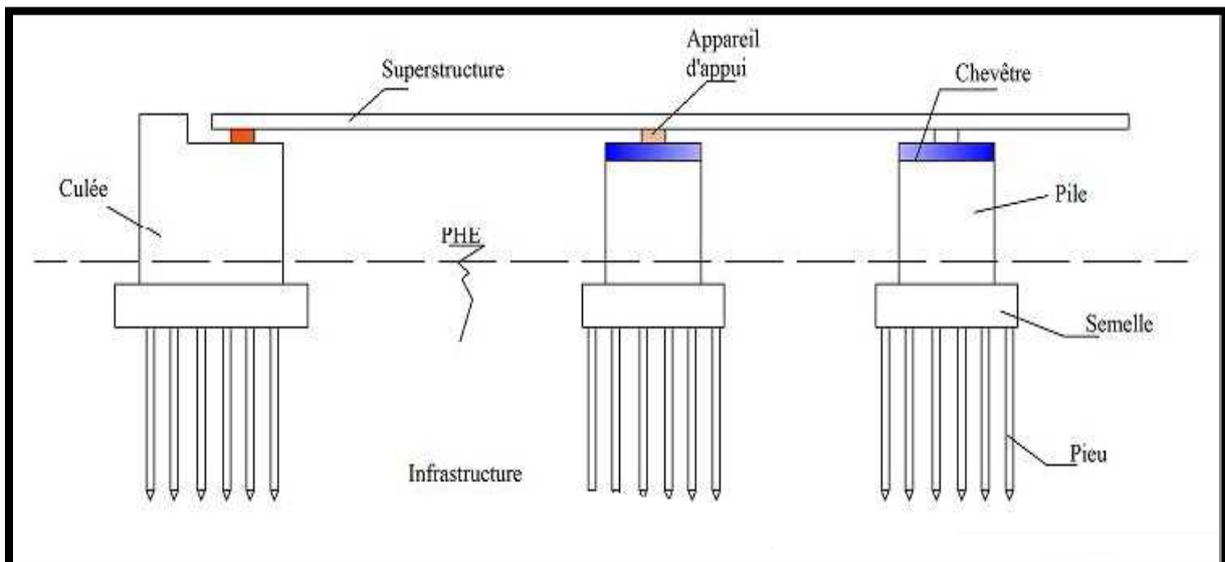


Figure 1. 1: Terminologie des ponts.

# PRESENTATION DU PROJET

## 1.2 PRESENTATION DE SITE

L'ouvrage projeté entre dans le cadre du remplacement d'ouvrage existant sur oued tlat nedroma wilaya de Tlemcen sur la R.N 99 il permet de d'augmenter la section hydraulique au niveau de l'ouvrage et garantir plus de sécurité en franchissant l'oued.



Figure 1. 2: Plan de situation du pont (maps.google.com)

### 1.2.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessin sur un plan de situation et repéré par les coordonnées de ces points caractéristiques.

## PRESENTATION DU PROJET

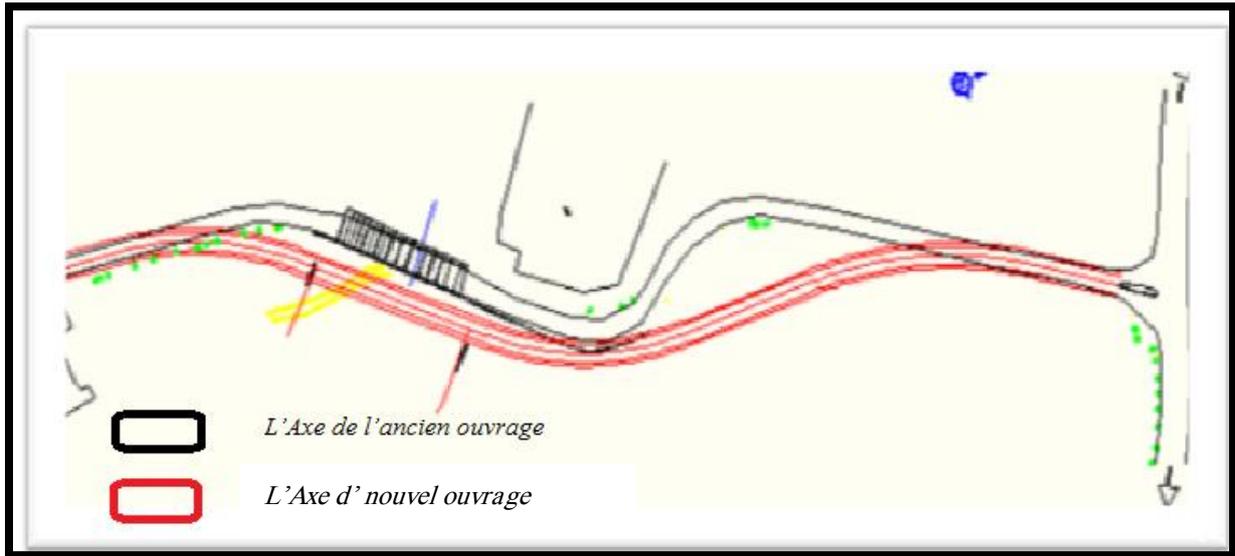


Figure 1. 3: Tracé en plan de projet (2013)

### 1.2.2 Profil en long et travers

Les profils s'établissent sur la base d'un plan topographique. Il s'agit d'une coupe du terrain selon une trajectoire déterminée.

Le profil peut être :

- En long lorsque cette trajectoire correspond à l'axe d'un projet ou d'un élément linéaire (axe de route, axe de cours d'eau, axe de pont ...).

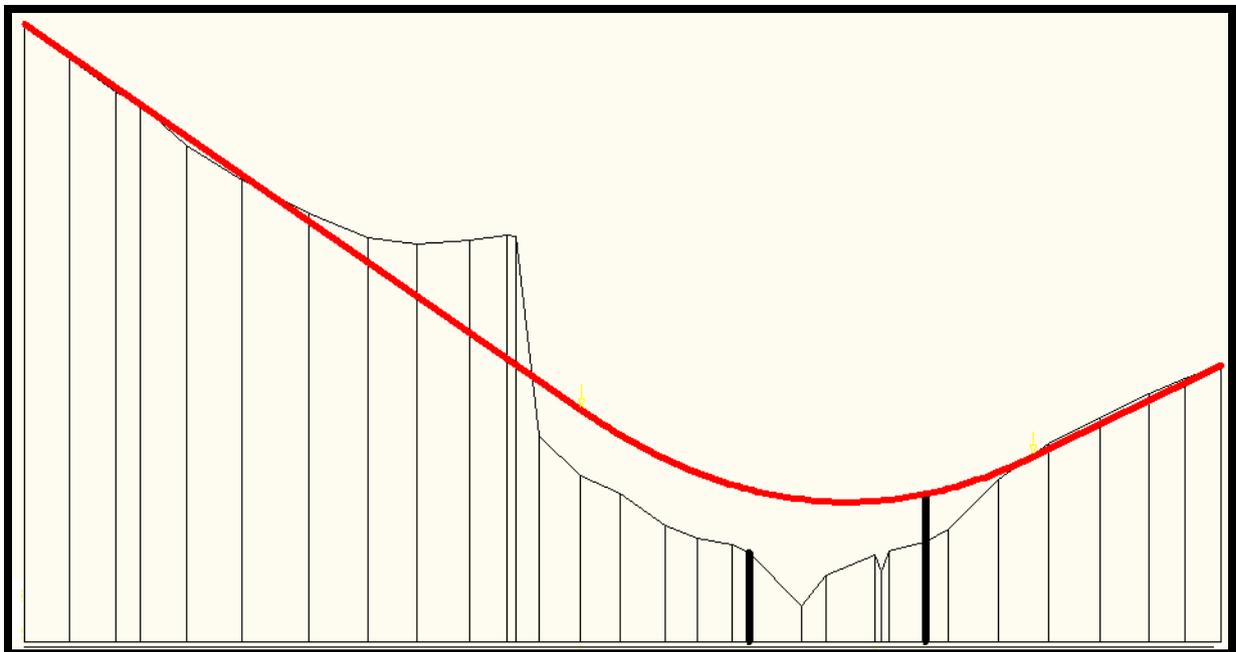


Figure 1. 4: Profil en long de projet (2013)

# PRESENTATION DU PROJET

---

- en travers lorsque cette trajectoire correspond à une perpendiculaire à l'axe.  
Les profils permettent de visualiser le terrain en coupe et de calculer les pentes.  
Ils sont souvent utilisés lors de projets situés sur des terrains en pente nécessitant un remodelage du terrain naturel.  
En superposant alors le projet en coupe et le profil du terrain, il est aisé de localiser les zones de déblai et de remblai et de calculer les cubatures.

## 1.3 Recueil des données naturelles

Les données ramassées après la visite de l'ingénieur au site sont essentielle pour chaque projet, elles sont évoquées comme suite :

### 1.3.1 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, etc.

(1)

L'ouvrage peut être repéré par le GPS par les coordonnées suivantes :

X=4215.5360.

Y=8417.8110.

(2)

### 1.3.2 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.

(1)

Etudes hydrologiques pour évaluer le débit que doit évacuer l'ouvrage et hydrauliques afin de déterminer ses sections.

### 1.3.3 Données géotechniques

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. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.

(1)

## PRESENTATION DU PROJET

### a) Premier sondage N° :sp13

- 0.00 a 4.20 : galets amatrice argileuse sableuse.
- 4.20 a 6.00 : sable grossier galets.
- 6 .00 à 13.70 : argiles limoneuses sableuses avec gravier.
- 13.70 à 25.00 : marne-calcaires du couleur grisâtre dur et compact

Tableau 1. 1: Sondage (sp13) coté oued tlat (2)

Sondage N°	Profondeur(m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Pression de fluage Pf(bars)
Sp13	0.00à5.00	317.76	73.69	43.53
	5.00à8.00	457.80	62.38	36.99
	8.00à13.00	465.96	68.12	38.51
	13.00à16.00	1224.69	68.12	40.66
	16.00à22.00	1250.92	64.27	38.62
	22.00à24.50	1068.93	61.23	36.93

### b) Premier sondage N° :sp14

- 0.00 à 1.00 : terre végétale.
- 1.00 à 8.50 : galets de différentes tailles à matrice argileuse sableuse.
- 8.50 à 13.50 : argiles limoneuses sableuses peu graveleuses.
- 13.50 à 24.50 : marne-calcaires du couleur grisâtre dur et compact

Tableau 1. 2: Sondage (sp14) coté oued tlat (2)

Sondage N°	Profondeur(m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Pression de fluage Pf(bars)
Sp14	0.00à4.00	348.96	72.75	42.75
	4.00à10.00	285.80	59.12	36.50
	10.00à14.00	469.32	59.12	37.55
	14.00à18.00	496.32	56.46	33.88
	18.00à22.00	842.27	59.12	38.53

# PRESENTATION DU PROJET

## c)Premier sondage N° :sp16

- 0.00 à 10.40 : galets de différentes natures et de différentes tailles à matrice argileuse sableuse.
- 10.40 à 13.50 : argiles limoneuses sableuses.
- 13.50 à 24 : marne-calcaires du couleur grisâtre dur et compact

Tableau 1. 3: Sondage (sp16) coté oued tlat (2)

Sondage N°	Profondeur(m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Pression de fluage Pf(bars)
Sp16	0.00à4.00	468516.40	79.29	46.29
	4.00à9.00	248.59	64.82	38.46
	9.00à11.00	329.22	78.58	46.79
	11.00à15.00	431.89	63.27	37.77
	15.00à20.00	1284.54	69.78	41.79

## d) Conclusion de rapport géotechniques

L'étude géotechnique accomplie concerne le terrain qui servira d'assise d'un ouvrage d'art prévus à réaliser au niveau du oued Tleta à nedroma/wilaya de Tlemcen.

Le terrain, pris comme assiette de la structure, est globalement constitué par les marno-calcaires durs et compacts, surmontés par une couche d'argile limoneuse sableuse le tout est recouvert par les galets.

Vu l'emplacement de cette assiette, il faut prendre des précautions pour assurer la stabilité de la construction.

Pour la conception des fondations, la contrainte admissible de la formation argileuse sableuse sera prise égale à  $1,7K_g/cm^2$

Et de  $2,5K_g/cm^2$  dans le cas ou la couche d'assise des fondations est de nature marno-calcaire.

Un drainage efficace des eaux de ruissellement et des eaux souterraines doit être assuré pour éviter tout contact de l'eau avec le sol d'assise des fondations, ainsi que les couches sous-jacentes, afin d'éviter tout problème à court et à long terme.

Finalement, il appartient au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution, de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité et à la sécurité de l'ouvrage à construire. (2)

## 1.4 Choix du type d'ouvrage

Les critères de choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

- un tablier léger pour minimiser les actions sismiques sur les appuis.
- Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatiques. A défaut.
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis et comparer entre encastrement et appuis simples.

(3)

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Dans notre ouvrage la portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de l'ouvrage avec quelque aspect architectural, économique et de durabilité, ces aspects sont :

- Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements existants.
- L'ouvrage ne doit pas fermer l'espace : puisque il est interdit de cisailer l'autoroute on admet un passage inférieur près de la culée.
- La durée de la réalisation
- Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération on va essayer de prendre un ouvrage simple et économique.
- La capacité technique architecturale et économique des bureaux d'étude et des entreprises

### 1.4.1 Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :

En plus de l'action d'un cours d'eau, les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont les suivantes :

- Le vent : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge
- La neige : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).
- Le séisme : Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.
- En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

# PRESENTATION DU PROJET

## 1.4.2 Présentation du choix

Une présentation de variantes consiste à mener une étude comparative entre deux ou plusieurs variantes et d'en choisir une qui réponde techniquement et économique aux exigences du projet.

Dans la pratique, on effectue une étude comparative de quatre (4) variantes de pont : mixte, métallique, béton armé et béton précontraint. Mais pour ce cas précis de projet, on écarte les deux (02) premières variantes pour entre autres les raisons suivantes : coût relativement élevé induit par la présence d'acier, risques de corrosion de l'acier sous l'effet de l'humidité et de déformabilité sous l'effet de la variation de la température.

Finalement, cette étude revient à opposer sommairement, deux (02) variantes seulement :

Première (1ère) variante : pont à poutres en béton armé de 60 ml ayant trois (03) travées isostatiques de 20ml ;

Seconde (2nde) variante: pont en béton précontraint de 60 ml ayant deux (02) travées isostatiques de 30 ml.

**Tableau 1. 4: Tableaux représente les différents travées. (4)**

Portée	Ouvrages à une seule travée (portée maxi. conseillés)	Ouvrages à plus travée (portée maxi. conseillés)
< 10 m	Pont cadre – Portique : PICF en béton armé ou en maçonnerie armé (blocs pleins)	
de 10 à 25 m	Pont cadre – Portique : PICF (10 m) ; PIPO (20 m) Pont dalle : PSI-DA (15 m); PSI-DP (22 m) ; PSI-DE (22 m); PSI-DN (25 m)	Pont dalle : PSI-DA (18 m) ; PSI-DP (25 m) ; PSI-DE (25 m) Pont poutre : PSI-BA (20 m)
de 10 à 25 m	Pont poutre : PR-AD (30 m) ; PSI-BA (35 m); VI-PP (50 m)	Pont dalle : PSI-DE (35 m) ; PSI-DN (45 m)
de 50 à 100 m	Pont poutre: PSI-OM (80 m) VI-PP (jusqu'à 100 m)	Pont poutre : PSI-OM (80 m)
> à 100 m	Rarement le cas avec une seule travée Pont cadre - Portique : PS-BQ	Pour des portées de plus de 300 m, les ponts à haubans, les ponts suspendus.

## 1.5 Principes Généraux Pour Les Ponts

### 1.5.1 Les ponts en béton armé

Le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). C'est donc pour pallier cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé « béton armé ».

Dans une structure en béton armé, les aciers principaux sont positionnés dans les parties tendues du béton pour compenser la mauvaise résistance du béton en traction.

### 1.5.2 Les ponts en béton précontraint

Au 20<sup>ème</sup> siècle on a connu d'importants développements des réseaux routiers dans de nombreux pays, ainsi que de nombreuses innovations dans les types de ponts. Parmi celles-ci, les ponts en béton précontraint par post-tension ont été progressivement reconnus comme une forme de construction sûre et compétitive qui a permis d'atteindre des portées jusqu'alors inaccessible avec le béton simplement armé.

Méthodes de précontrainte :

#### a) 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.

#### b) 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.

- 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.

## 1.6 Conclusion

Etant donné que notre projet est destiné à offrir un certain niveau de sécurité et de confort aux usagers, la conception de celui-ci doit satisfaire à un certain nombre d'exigences. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de ladite opération et consignés dans les termes de références du projet.

A la fin de ce chapitre on conclue que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie – l'hydrologie – la géotechnique). Afin de réussir les premières étapes du cycle de vie de notre projet à savoir les études préliminaires et la conception.

---

## Chapitre 2

# PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

---

## 2.1 INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de pré dimensionner des poutres des deux variantes, ainsi que calculer les différentes charges et surcharge appliquées sur ces ponts.

1<sup>ère</sup> Variante : Pont à poutres en béton armé à travées indépendantes de 3 travées de 20m.

2<sup>ème</sup> Variante : pont à poutre en béton précontrainte à 2 travées de 30m.

## 2.2 LARGEUR DU TABLIER

Le tablier composé de 2 voies de 3.75m et 2 trottoirs de 1.25m de largeur chacun, la largeur totale de tablier est 10.00 m.

## 2.3 PRE DIMENSIONNEMENT DE 1<sup>ère</sup> VARIANTE

### 2.3.1 La largeur de la travée :

On prend 3 travées de 20 m chacune.

### 2.3.2 Hauteur des poutres :

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle  $[\frac{L}{18}; \frac{L}{14}]$

Avec L : portée réelle de la poutre.

$$\frac{L}{18} \leq H_t \leq \frac{L}{14}$$
$$1.1 \leq H_t \leq 1.42$$

On prend la hauteur de la poutre :  $H_t=1.20m$ .

### 2.3.3 Nombre et espacement des poutres :

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. L'espacement entre les poutres est donné par la formule suivante :

$$N=3$$

$$1,5 \leq E \leq 2,5$$

En prendre un espacement de 2.50m, donc on aura 4 poutres de 2.50m d'espacement.

### 2.3.4 Epaisseur de l'hourdis :

Elle est donnée en fonction des entre axes des poutres.

Tableau 2. 1: Epaisseur de l'hourdis (6)

E(m)	2.00	2.50	3.00	3.50
$h_d$ (cm)	16	18	20	24

$$h_d = 0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

On prend  $h_d = 25 \text{ cm}$

Il y a donc une surépaisseur de 7 cm qui augmente la rigidité transversale du tablier.

### 2.3.5 La section de la poutre

Rectangulaire aux bouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent.

En « I » au milieu afin d'alléger le poids de la poutre.

#### a) L'âme

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et permettre la bonne mise en place du béton; on adopte  $e = 30 \text{ cm}$

#### b) Largeur du talon

D'après le guide S.E.T.R.A, la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_{tT} \geq \frac{l \times L^2}{k_t \times H_t^2}$$

Avec :

- $b_{tT}$  : largeur du talon
- $l$  : largeur du tablier ( $l = 10,00 \text{ m}$ )
- $L$  : longueur de la poutre ( $L = 20 \text{ m}$ )
- $K_t$  : coefficient sans dimension ( $950 \leq K_t \leq 1200$ ) on prend  $K_t = 1200$
- $H_t$  : hauteur de la poutre ( $H_t = 1,20 \text{ m}$ )

$$b_{tT} = \frac{10 \times 20^2}{1000 \times 1.20^2}$$

Donc largeur d'un talon  $b_t \geq 2.31$

$$b_t = \frac{2.31}{5}$$

$$b_t = 0.46$$

On prend :  $b_t = 0,50 \text{ m}$ .

#### c) La hauteur du talon

La hauteur du talon est comprise généralement entre 25 et 35 cm, soit donc  $h_t = 25 \text{ cm}$ .

Distance du gousset de jonction : il doit être suffisamment incliné.

$$\tan \gamma = \frac{2}{3} = \frac{X}{Y}$$

$$X = \frac{50 - 25}{2} = 12.5 \quad \text{On prend} \quad X = 14 \text{ cm}$$

$$Y = \frac{3X}{2} = 20 \quad \text{On prend} \quad Y = 20 \text{ cm}$$

### 2.3.6 Les entretoises

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$$H_{\text{entetoise}} \geq H_t - b_{\text{entetoise}}$$

$$H_{\text{entetoise}} \geq 1.20 - 0.4$$

On prend :  $H_{\text{entetoise}} = 80 \text{ cm}$

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau 2. 2 : pré dimensionnement d'une poutre en béton armé

	Poutre en béton armé	Unités
Nombre de travée	3	Travée
l : largeur du tablier	10.00	m
L : longueur de la poutre	20.00	m
H <sub>t</sub> : hauteur de la poutre	1.20	m
N : Le nombre des poutres	5	poutre
E : espacement de poutre	2.50	m
b <sub>tT</sub> : largeur du talon toute	2.31	m
b <sub>t</sub> : largeur du talon	55	cm
h <sub>t</sub> : La hauteur du talon	25	cm
b <sub>entretoise</sub> : largeur de l'entretoise	40	cm
H <sub>entretoise</sub> : hauteur de l'entretoise	80	cm

### 2.4 PRE DIMENSIONNEMENT DE 2<sup>eme</sup> VARIANTE

#### 2.4.1 La largeur de la travée :

On prend 2 travées de 30 m chacune.

#### 2.4.2 Hauteur des poutres :

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle  $[\frac{L}{22}; \frac{L}{15}]$

Avec L : portée réelle de la poutre.

$$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{15}$$
$$1.36 \leq H_t \leq 2$$

On prend la hauteur de la poutre : H<sub>t</sub>=1.50m.

#### 2.4.3 Nombre et espacement des poutres :

L'espacement de poutres est voisin de 3.00mètres et varie dans la pratique entre 2.50 et 3.50mètres exceptionnellement 4.00mètres. (6)

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. L'espacement entre les poutres est donné par la formule suivante :

$$N=3$$

$$2.50 \leq E \leq 3.5$$

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

---

En prendre un espacement de 2.50m, don on aura 4 poutres de 2.50m d'espacement.  
De plus on doit respecter la relation suivante :

### 2.4.4 Section des poutres :

La forme des poutres est généralement en double T. Section de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portées de ce type d'ouvrage. La matière est concentrée dans les deux fibres extrêmes que constituent la table de compression supérieure, d'une part, et le talon inférieur d'autre part. (6)

### 2.4.5 Epaisseur de l'hourdis ( $h_0$ )

L'épaisseur de l'hourdis dépend de trois paramètres qui sont :

- Portée transversale de l'hourdis, lié à l'espacement entre poutres
  - Existence d'entretoise intermédiaire
  - Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontraint)
- $h_0 \geq 0.15$  m. l'encrage de barrière  $H_3$  nécessitant une épaisseur  $h_0 = 0.25$  m.

### 2.4.6 Largeur de la table de compression ( $b$ ) :

D'après le guide S.E.T.R.A on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

Dans notre cas on prend :  $b = 1.00$  m.

### 2.4.7 Epaisseur de la table de compression ( $h_c$ ) :

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur  $h_c$  de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm.

Dans notre cas, on prend :  $h_c = 10$  cm.

### 2.4.8 Epaisseur de l'âme ( $b_0$ )

D'après le guide S.E.T.R.A, on a deux situations qui sont prévisibles :

- Epaisseur de l'âme au niveau de l'appui :  $b_0 = b_t = 0.47$  m.
- Epaisseur de l'âme à mi travée :  $0.16 \leq b_0 \leq 0.22$  m  $\rightarrow b_0 = 0.21$  m.
- Epaisseur à l'intermédiaire  $b_0 = 0.35$  m.

### 2.4.9 Largeur du talon :

D'après le guide S.E.T.R.A, la largeur du talon est donnée par :

Largeur de talon :  $40 \leq L_t \leq 60$  cm .On fixe :  $L_t = 45$  cm.

On prend :  $L_t = 0.45$  m.

### 2.4.10 Membrure supérieure de la poutre :

#### a) Gousset :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte :  $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

#### b) Gousset de la table de compression ( $e_1$ ):

D'après le guide S.E.T.R.A.

Dans notre cas, on prend :  $e_1 = 6$  cm.

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

### c) Epaisseur ( $e_2$ ) :

$$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \Rightarrow e_2 = 10 \text{ cm.}$$

### d) Gousset du talon ( $e_3$ ) :

D'après le guide S.E.T.R.A, on prend :

$$\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_3 = 20 \text{ cm.}$$

### e) Epaisseur du talon ( $e_4$ ) :

D'après le guide S.E.T.R.A, L'épaisseur du talon est comprise entre 0,1 et 0,2 m pour des largeurs des talons variant de 0,6 à 0,8 m.

Dans notre cas, on prend :  $e_4 = 15 \text{ cm.}$

### 2.4.11 Entretoise :

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis

$$H_{\text{entretoise}} \geq H_t - b_{\text{entretoise}}$$

$$H_{\text{entretoise}} \geq 1.50 - 0.5$$

On prend :  $H_{\text{entretoise}} = 1.00\text{m}$

Tableau 2. 3: pré dimensionnement d'une poutre en béton précontrainte

	Poutre en béton précontrainte	Unités
Nombre de travée	2	Travée
l : largeur du tablier	10.00	m
L : longueur de la poutre	30.00	m
$H_t$ : hauteur de la poutre	1.5	m
N : Le nombre des poutres	4	poutre
E : espacement de poutre	2.50	m
B Largeur de la table de compression	1.00	m
$b_t$ : largeur du talon	50	cm
$h_t$ : La hauteur du talon	25	cm
$b_{\text{entretoise}}$ : largeur de l'entretoise	50	cm
$H_{\text{entretoise}}$ : hauteur de l'entretoise	100	cm

2.5 EVALUATION DES CHARGES DE 1<sup>er</sup> VARIANTE

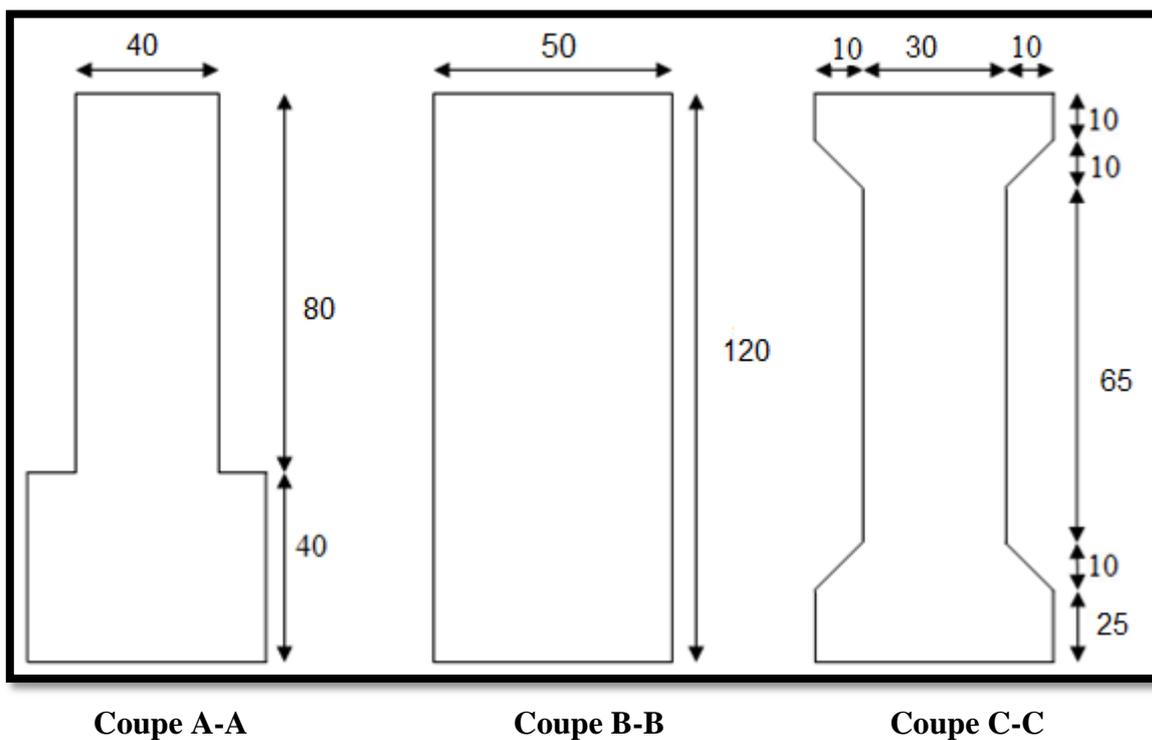
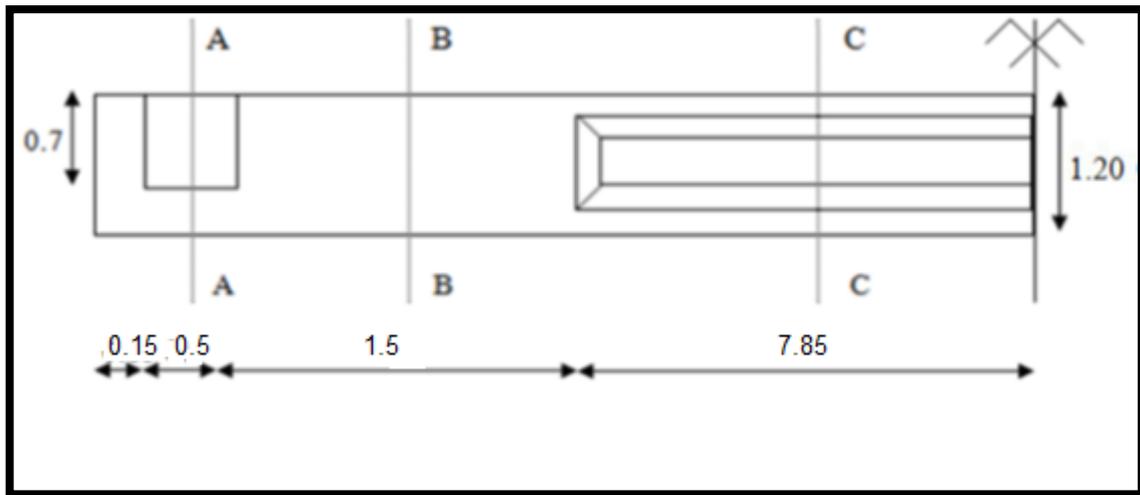


Figure 2. 1: Dimensions de la poutre

Section A-A :  $(0.4 \times 0.50) + (0.80 \times 0.40)$   
 $=0.52\text{m}^2$

Section B-B :  $(0.55 \times 1.25)$   
 $=0.60\text{m}^2$

Section C-C :  $(0.25 \times 50) + \left(0.1 \times \frac{0.1}{2}\right) \times 4 + (0.85 \times 0.3) + (0.5 \times 0.1)$   
 $=0.45\text{m}^2$

$$G_1 = 5 \times [(0.52 \times 0.4) + 0.60 \times (1.5 + 0.15) + 0.45 \times 7.95] \times 2 \times 2.5$$

$$G_1 = 119.38 \text{ t}$$

$$G_1 = 119.38 / 20$$

$$G_1 = 5.969 \text{ t/ml}$$

### 2.5.1 Le poids de la dalle qui renie à la poutre :

$$G_2 = \gamma_b \times L \times e \text{ avec}$$

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

➤ L= la largeur de la dalle est 10.0 m

➤  $\gamma_b$  le poids volumique du béton

$$G_2 = 2.5 \times 10.0 \times 0.25 \times 1$$

$$G_2 = 6.25 \text{ t/ml}$$

### 2.5.2 Les éléments non porteurs :

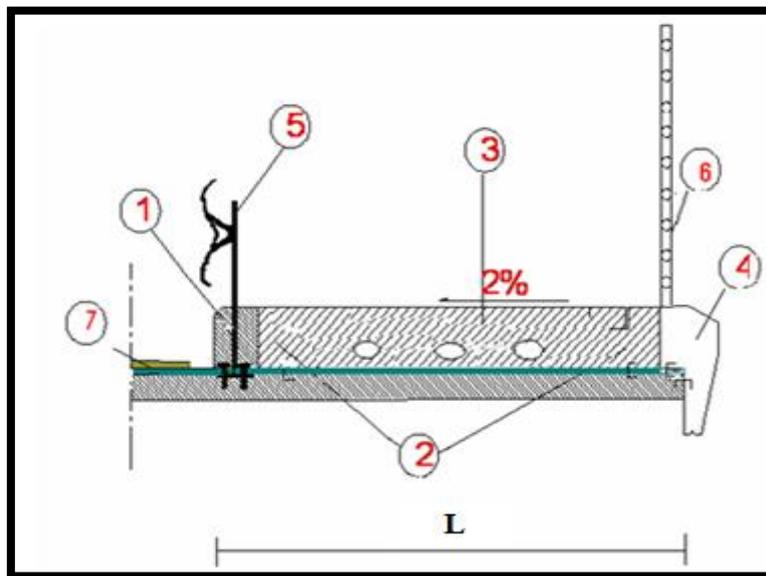


Figure 2. 2.Coupe transversale du trottoir avec corniche

Elle contient le poids de la superstructure tel que

Ce dernier contient les éléments suivants :

- Bordure (1)
- Contre bordure (2)
- Trottoir (3)
- Corniches (4)
- Glissières de sécurité (5)
- Gardes corps (6)
- Revêtement (7)

Poids volumique  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>):

- Métal ( $\gamma = 78$  KN/m<sup>3</sup>)
- Béton arme ( $\gamma_{BA} = 25$  KN/m<sup>3</sup>)
- Béton ( $\gamma = 24$  KN/m<sup>3</sup>)
- Sable ( $\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>)
- Revêtement ( $\gamma_{BB} = 22$  KN/m<sup>3</sup>)

**a) Le trottoir :**

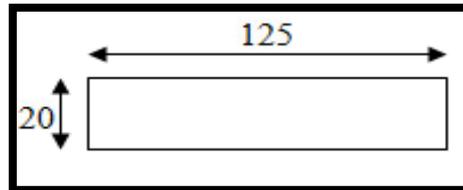


Figure 2. 3: Le trottoir

$$G_3 = 2.5 \times 1.25 \times 0.2 \times 1$$

$$G_3 = 0.625 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_3 = 1.25 \text{ t/ml}$$

**b) La corniche :**

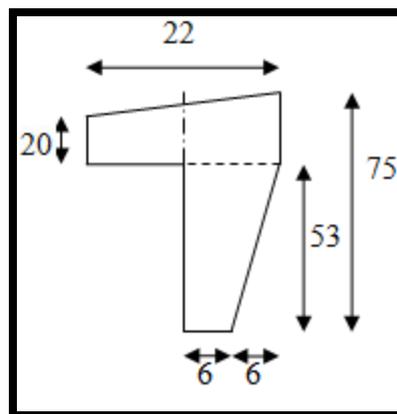


Figure 2. 4. Présent la corniche

$$G_4 = \gamma_b \times L \times S$$

- S : la surface de corniche

$$G_4 = 2.5 \times 1 \times [(0.06 \times 0.75) + (0.75 \times 0.06)/2 + (0.22 \times 0.2) + (0.22 \times 0.02)/2]$$

$$G_4 = 0.284 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_4 = 0.568 \text{ t/ml}$$

**c) La glissière de sécurité :**

Le poids de la glissière de sécurité est  $P_{gds} = 0.06 \text{ t/ml}$ .

$$P_{gds} = 0.06 \times 2 = 0.12 \text{ t/ml}$$

**d) Le garde- corps:**

Le poids de garde-corps est  $P_{gc} = 0.1 \text{ t/ml}$

$$P_{gc} = 0.1 \times 2 = 0.2 \text{ t/ml}$$

## e) Le Revêtement :

On a couche de revêtement de 8 cm donc

Le poids de revêtement est :

$$G_4 = e_r \times L_r \times \rho_r$$

- $e_r$  : épaisseur du revêtement
- $L_r$  : la largeur de la chaussée
- $\rho_r$  : masse volumique de revêtement 2.2t/m<sup>3</sup>

$$G_3 = 0.08 \times 7.5 \times 2.2$$

$$G_3 = 1.32 \text{ t/ml}$$

## f) Entretoise

$$G_8 = b \times h \times L \times \gamma_b$$

- $b$  : largeur de l'entretoise.  $b = 0.40 \text{ m}$
- $h$  : hauteur d'entretoise.  $h = 0.85 \text{ m}$
- $L$  : longueur de l'entretoise.  $L = 10 - (2 \times 1.25 + 4 \times 0.55) = 5$

$$G = 0.40 \times 0.80 \times 5 \times 2.5 \times 2 = 8 \text{ t}$$

La charge totale par mètre linéaire

$$G_T = (5.969 + 6.25 + 1.25 + 0.568 + 1.32 + 0.2 + 0.12)$$

$$G_T = 15.67 \text{ t/ml}$$

$$G = 15.67 \times 20 + 8$$

$$G = 321.4$$

## 2.5.3 Calcul des surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de charges A(L).
- Système des charges B (système  $B_c$  et système  $B_t$ , et système  $B_r$ )
- La surcharge militaire (système  $M_c$  ( $M_{c120}$ ))
- Le Charge exceptionnelle (convoi type D)
- Efforts de freinage
- Les surcharges sur trottoirs.

Tableau 2. 4: Classe de pont (LACROIX .M.R et all 1980)

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7.0 \text{ m}$
2	$5.50 < L_r < 7.0 \text{ m}$
3	$L_r < 5.50 \text{ m}$

D'après le tableau ci-dessus notre pont est de classe 1

La largeur roulable  $L_r = 7.5 \text{ m}$

Nombre de voies  $n = 2$

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

### a) Système de charge A (I) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont  $\leq 200$  doivent rester à une charge A(I) uniforme exprimée en (Kg / m<sup>2</sup>) est donnée en fonction de la longueur surchargée

L(m) par la formule suivante :

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

Pour notre projet L=20m

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

$$A (L) = 1,355 \text{ t /m}^2$$

$a_1$  Est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau suivant :

Tableau 2. 5: Coefficient de dégressivité transversale de la charge (LACROIX .M.R et all 1980)

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

Notre pont de première classe comprend 2 voies chargées d'où :

$$a_1 = 1 \quad A1 (L) 1,355 \text{ t /m}^2$$

$$a_2 = V_0 / V$$

V : La largeur d'une voie = 3,75 m

V<sub>0</sub> : dépend de la classe

Tableau 2. 6: Valeur de V<sub>0</sub> (LACROIX .M.R et all 1980)

classe du pont	V <sub>0</sub> (m)
1er classe	3.5
2em classe	3
2em classe	2.75

$$V_0 = 3,5 \text{ m (pont de 1ère classe)}$$

$$a_2 = 3.5 / 3.75$$

$$a_2 = 0.933$$

$$A (L) = 1 \times 0.933 \times 1.35$$

$$A (L) = 1,26 \text{ t /m}^2$$

$$q(A(I)) = 1.26 \times 7.5$$

$$q(A(I)) = 9.45$$

### b) Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

Sous système  $B_c$ : ce compose de camions types (30T).

Sous système  $B_t$  : ce compose d'une roue isolée.

Sous système  $B_r$  : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

#### ✚ Sous système $B_c$ :

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

Disposition dans le sens transversal :

Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal :

Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Nombre de fils= 2

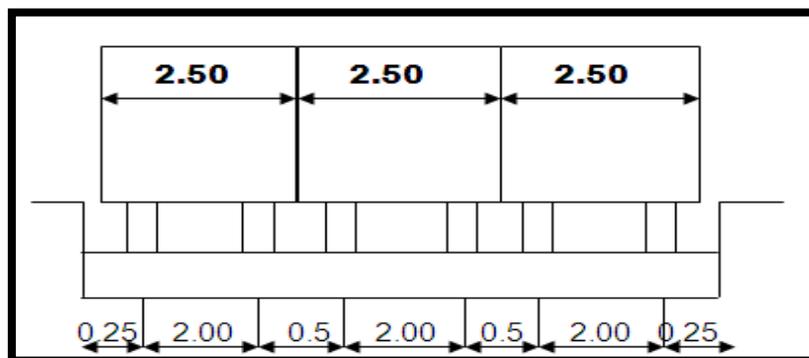
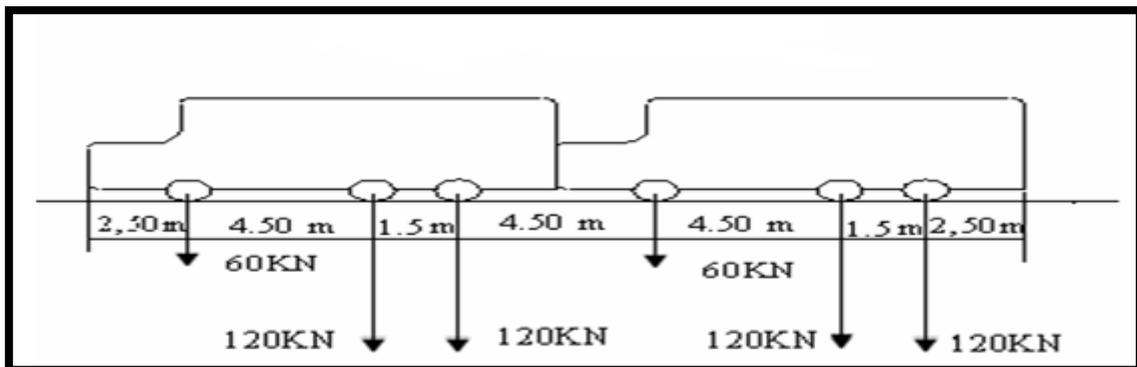


Figure 2. 5. Les dimensions de système  $B_c$  (LACROIX .M.R et all 1980)

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau 2. 7: Coefficient de  $B_c$  (7)

Classe du pont	nombre de fil considère				
	1	2	3	4	5
1 <sup>er</sup> classe	1.2	1.1	0.95	0.7	0.8
2 <sup>em</sup> classe	1	1	/	/	/
3 <sup>em</sup> classe	1	0.8	/	/	/

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

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : poids max des surcharges

L : longueur de la travée

Détermination de  $B_c$  :

Tableau 2. 8 : Les valeurs de coefficient  $B_c$

Nombre de files considérées	1	2	3	4	>5
Première	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
Classe du pont deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.8	-	-	-

D'où  $B_c=1.1$  car on a 2 files

D'après le tableau  $B_c=1.1$

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

$$S=S1 \times B_c$$

$$S=120 \times 1.1 =132 \text{ t}$$

$$B_c=s \times \delta$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 20} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{321.4}{132}}$$

$$\delta=1.135$$

$$B_c=1.135 \times 132$$

$$B_c= 149.82 \text{ t}$$

## ✚ Sous système $B_T$ :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe.

Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux Voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Pour notre cas on a 3 voies donc on applique deux tandems.

Les valeurs de coefficient  $B_T$  sont données par le tableau suivant :

Tableau 2. 9 : Les valeurs de coefficient  $B_T$

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1.0	0.9

Pour notre cas  $B_T=1$

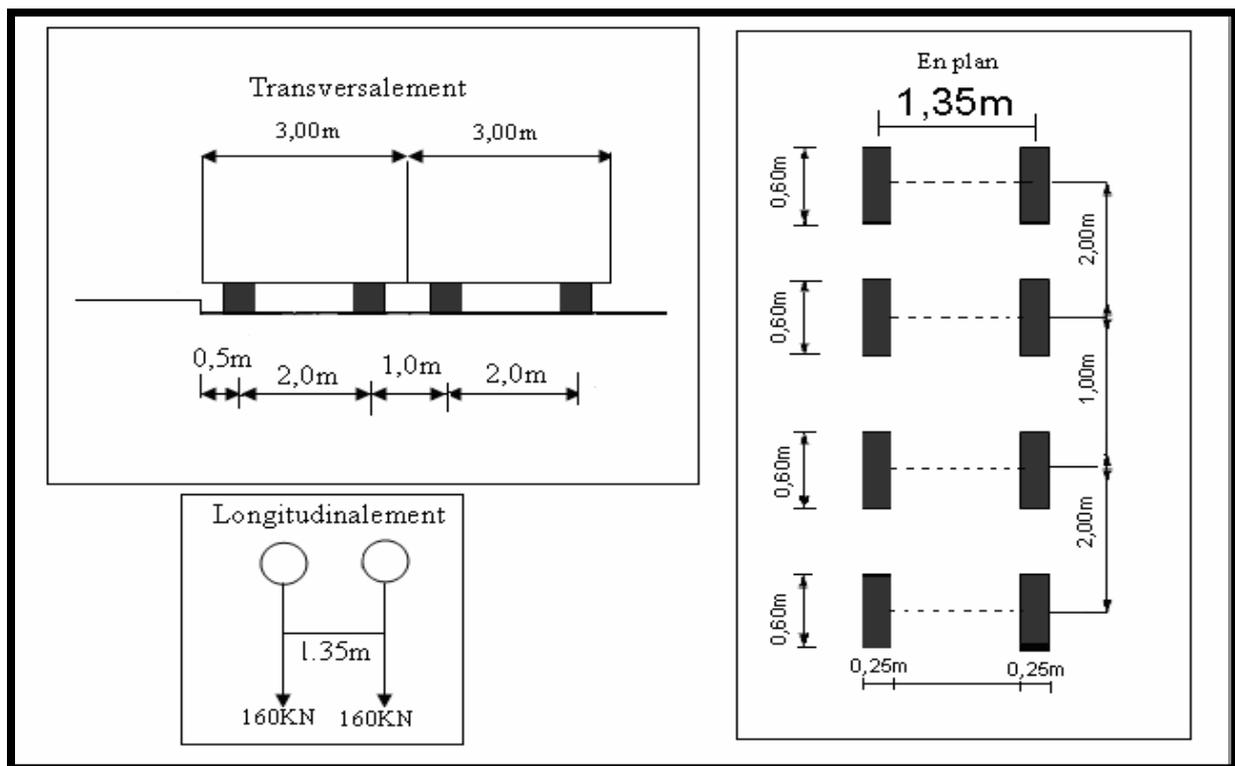


Figure 2. 6 .Les dimensions de système  $B_T$

Les surcharges du système  $B_T$  sont frappées par des coefficients de majoration dynamique  $\delta$

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge  $B_T$ .

L : longueur de la travée

$$S = n \times 320 \times B_T$$

$$S = 640 \text{ KN}$$

$$G = 305.6 \text{ t/ml}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 20} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{321.4}{64}}$$

$$\delta = 1.109$$

$$B_T = 1.109 \times 64$$

$$B_T = 70.91 \text{ t}$$

### **Système de charge $B_r$ :**

La roue isolée, qui constitue le système  $B_r$ . Porte une masse de 100KN .sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60m et le coté longitudinal 0,30m

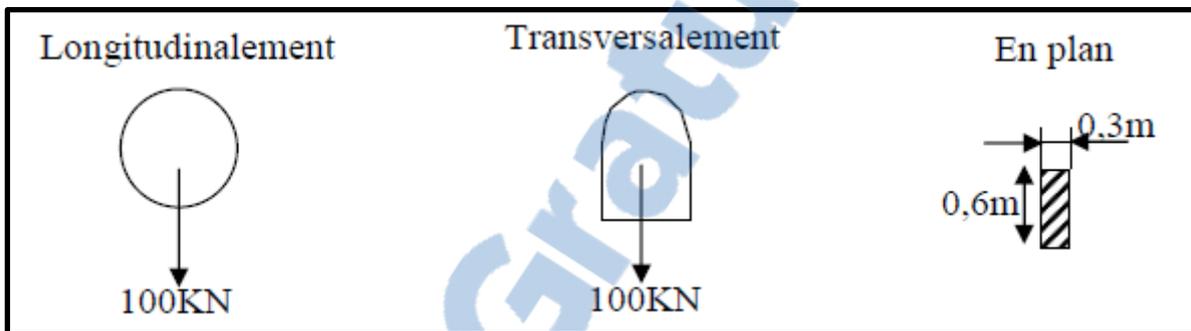


Figure 2. 7.Dimension de système  $B_r$ .

Les surcharges du système  $B_r$  sont frappées par des coefficients de majoration dynamique  $\delta$

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 20} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{321.4}{10}}$$

$$\delta = 1.08$$

$$B_r = 10.84 \text{ t}$$

### c) **La surcharge militaire :**

#### **système Mc120 :**

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

Poids totale : 110t

Longueur d'une chenille : 6.10m

Largeur d'une chenille : 1.00m

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

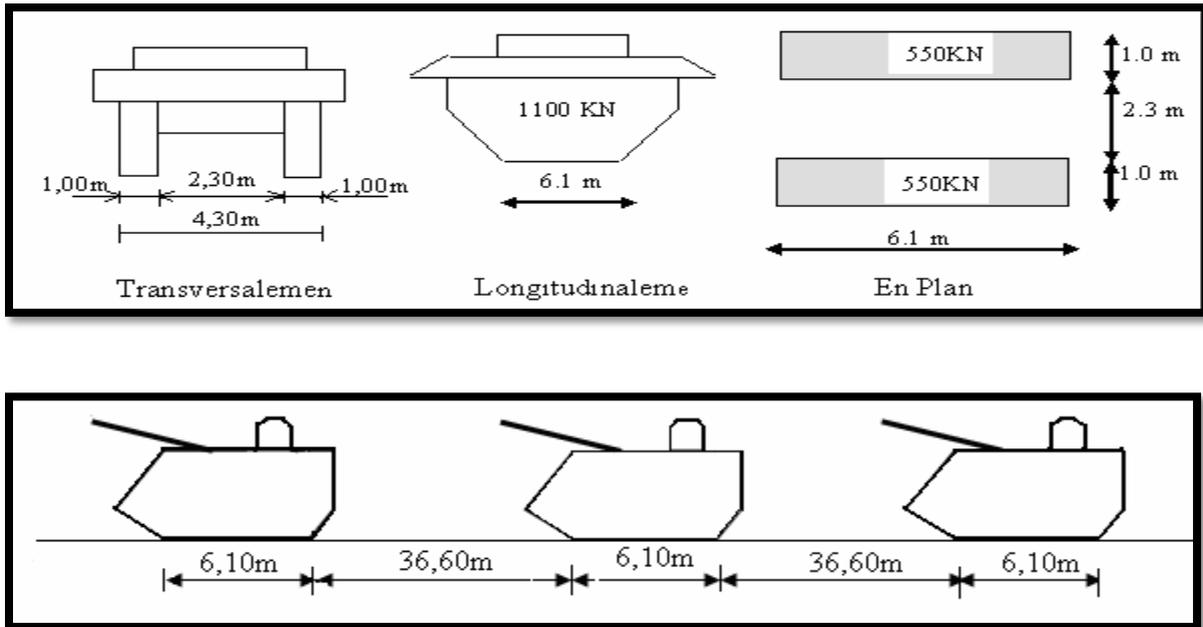


Figure 2. 8. Dimensions de système Mc120

Les surcharges du système  $M_{c120}$  sont frappées par des coefficients de majoration dynamique  $\delta$

$$S = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 20} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{321.4}{110}}$$

$$\delta = 1.127$$

$$M_{c120} = 123.97 \text{ t}$$

### d) Charges exceptionnelles :

#### Charge exceptionnelle : D280

Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

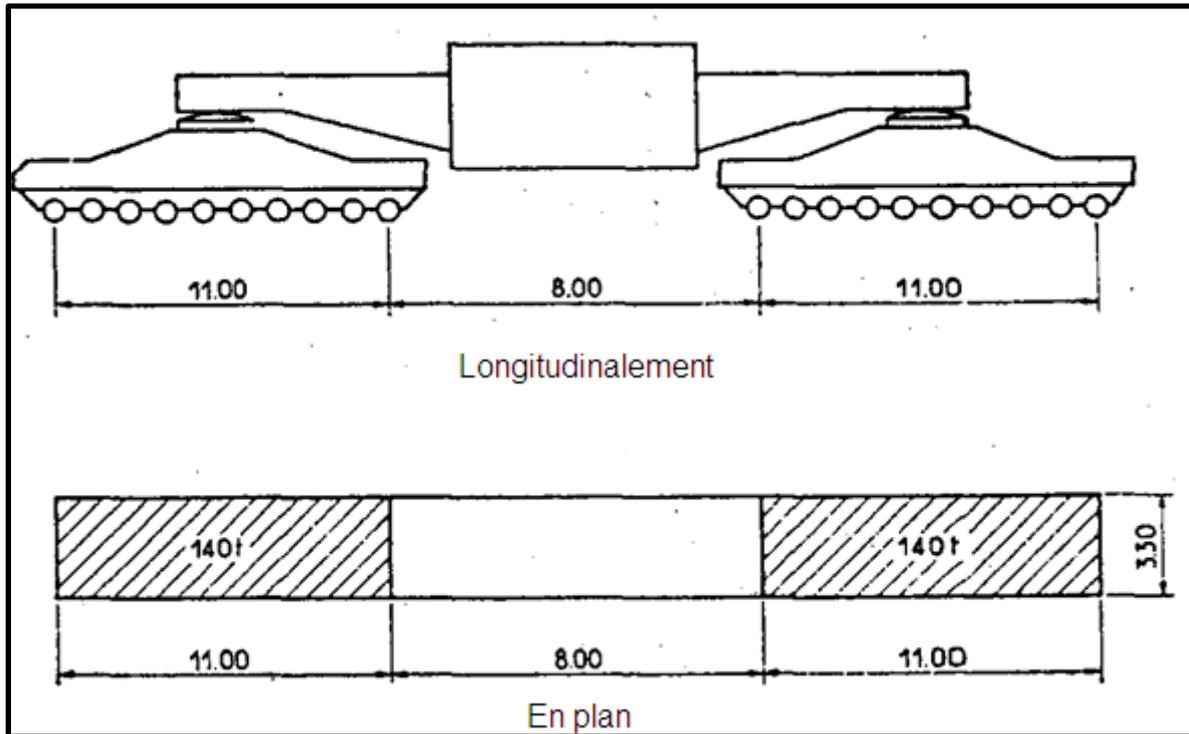


Figure 2. 9: Disposition du exceptionnelle D240 (7)

Les surcharges du système D sont frappées par des coefficients de majoration dynamique  $\delta$

$$S = 1400 \times 2 = 2800 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 20} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{321.4}{280}}$$

$$\delta = 1.19$$

$$D_{280} = 280 \times 1.19$$

$$D_{280} = 333.2$$

### e) Surcharge de trottoir

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m<sup>2</sup> réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Largeur du trottoir est 1,25m

Pour 1 trottoir chargé

$$P = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ t/ml}$$

$$P = 0.1875 \text{ t/ml}$$

Pour 2 trottoirs chargés

$$P = 2 \times 0.1875 = 0,375 \text{ t/ml.}$$

$$P = 0.375 \text{ t/ml}$$

### f) Effort de freinage

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis.

Les charges de système A(L) et  $B_c$  sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation

#### Effort de freinage correspondant à la charge A :

$$F_A(L) = \frac{Q(A(L))}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : surface surchargée

$$S = 7.5 \times 20 = 150 \text{m}^2$$

$$Q(A(L)) = 9.45 \times 20 = 189$$

$$F_A(L) = \frac{189}{20 + 0.0035 \times 150}$$

$$F_A(L) = 9.20$$

#### Effort de freinage correspondant à $B_c$ :

$F_{bc} = 30$  t par tablier un seul camion est supposé freiner.

Tableau 2. 10: Les charges et surcharges appliqué sur la variante 1

	Variante 1
G (Poids propre)	321.4
Charge permanant total par travée	15.28
Surcharge A (L)	9.45
Surcharge $B_c$	149.82
Surcharge $B_t$	70.91
Surcharge $B_r$	10.84
$M_{c120}$	123.97
$D_{280}$	333.2
Surcharge du trottoir	0.375

2.6 EVALUATION DES CHARGES DE 2eme VARIANTE

2.6.1) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE

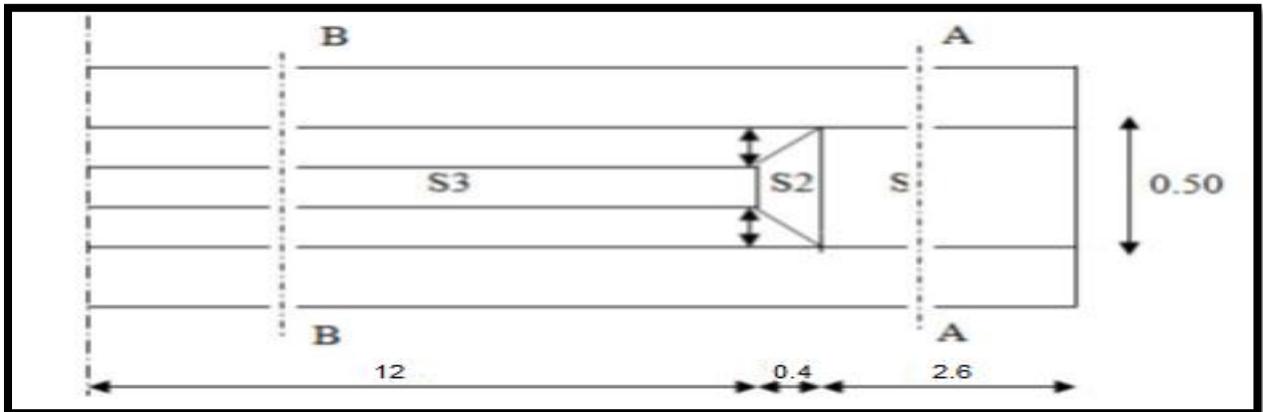


Figure 2. 10: Vue en plan de la poutre

$$V' = \frac{\epsilon s_i \times X_i}{\epsilon s_i}$$

Z : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe  $\Delta$  situé à la base de la poutre

( $\Delta$ ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I/\Delta$  : Moment d'inertie par rapport à  $\Delta$  telle que  $I/\Delta$  (nette) =  $I/\Delta$  (brute) - 10%  $I/\Delta$  (Brute)

$I_G$  : Moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

$I_0$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

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

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

B : c'est la section (i) de la poutre telle que : (B nette) = B (brute) - 5%B (brute)

$\mu_\Delta$  : Moment statique telle que  $\mu_\Delta$  (nette) =  $\mu_\Delta$  (brute) - 5%  $\mu_\Delta$  (brute)

$V = \mu_\Delta / B$  : distance du centre de gravité à la fibre inférieure

$V' = \mu_\Delta / B$  : distance du centre de gravité à fibre supérieure

i : rayon de giration

$$i^2 = I_G / B$$

$\rho$  : coefficient de rendement géométrique  $\rho = i^2 / v$ .

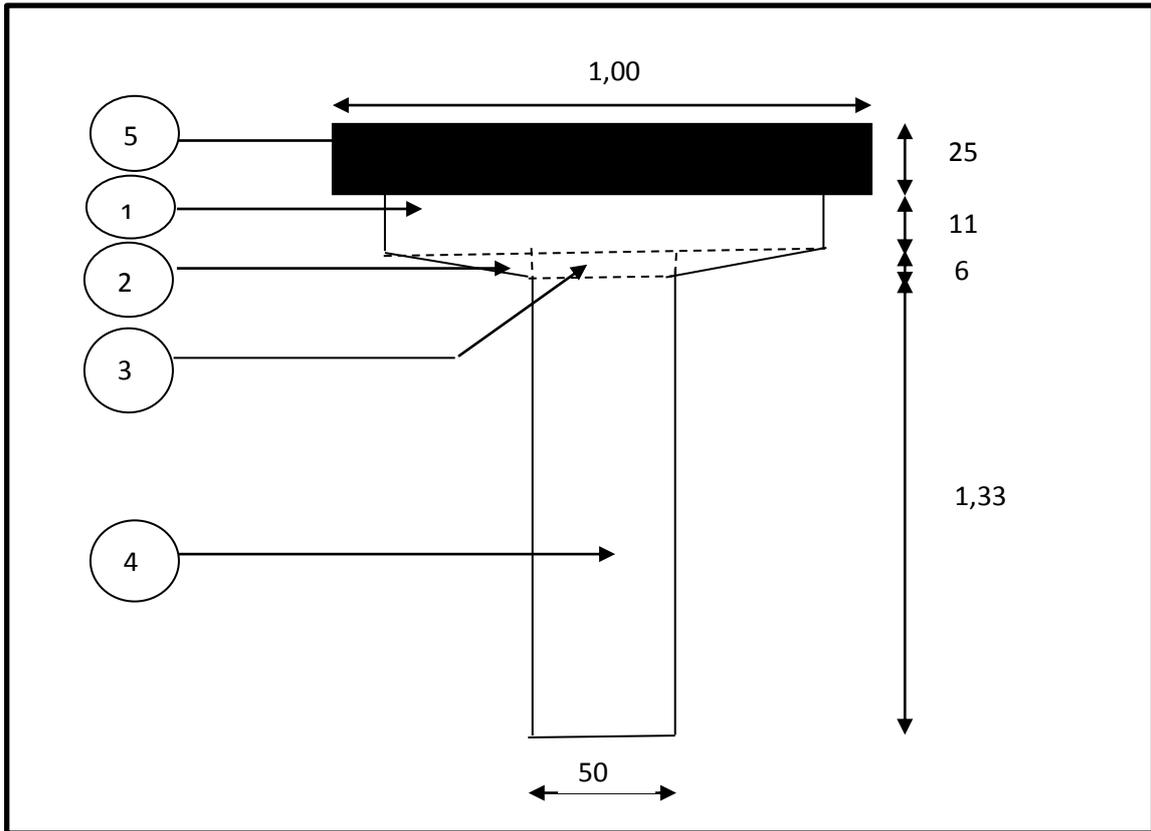


Figure 2. 11: section d'about Coupe A –A

Tableau 2. 11: Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » sans hourdis

Désignation	Dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$\mu_{\Delta}=B \times z$	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> =I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup>
1	133×50	6650	66.5	442225	9802654.2	39210616.7
2	$(6 \times 25/2) \times 2$	150	135	20250	150	2733900
3	100×11	1100	144.5	158950	11091.67	22979366.67
Poutre préfabriquée		7900	/	621425	/	64923883.37
B <sub>brute</sub>		7900				
B <sub>nette</sub>		7505				
$\mu_{\Delta}$ brute				621425		
$\mu_{\Delta}$ nette				590353.45		
I <sub>Δ</sub> brute						64923883.37
I <sub>Δ</sub> nette						61677689.2

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau 2. 12 : Donnant les caractéristiques géométriques de la section d'about

	Unités	Poutre préfabriquée
$Cdg = \mu_{\Delta} / B = V$	cm	78.66
$V' = h - V$	cm	71.34
$I_G = I_{\Delta} - BV^2$	cm <sup>4</sup>	16043458.13
$I_G / v$	cm <sup>3</sup>	203959.55
$I_G / v^2$	cm <sup>3</sup>	224887.27
$\rho = i^2 / (vv') = (IG / B) / (vv')$	/	36.2%

Le rendement géométrique:

$$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0,362 \quad \rho = 36.2\% \text{ donc correspond à une section normal}$$

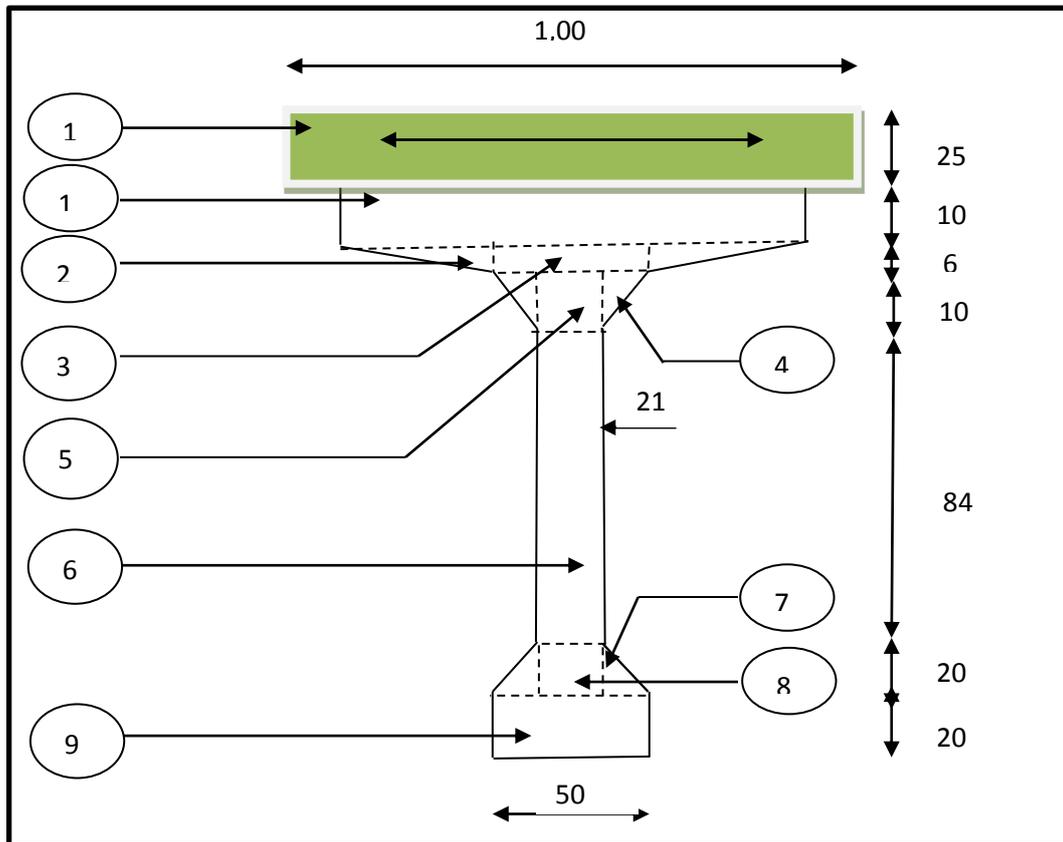


Figure 2. 12: section médiane Coupe B – B

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau 2. 13: Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis

Désignation	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$\mu_{\Delta}=B \times z$	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> =I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup>
1	20×50	1000	10	10000	33333.33	133333.33
2	(20 × 14.5/2) × 2	290	26.67	7734.3	3222.22	209496.00
3	120×21	2520	80	201600	3024000	19152000
4	(10 × 10/2) × 2	100	127.33	12733	277.78	1621570.67
5	(6 × 29.5/2) × 2	177	136	24072	177	3273969
6	100×10	1000	145	145000	8333.33	21033333.33
7	6×10×2	120	137	16440	180	2252460
Poutre préfabriquée		5207	/	417579.3	/	47676162.33
B <sub>brute</sub>		5207				
B <sub>nette</sub>		4949.65				
μ <sub>Δ</sub> brute				417579.3		
μ <sub>Δ</sub> nette				396700.34		
I <sub>Δ</sub> brute						47676162.33
I <sub>Δ</sub> nette						45292354.21

Tableau 2. 14 : Donnant les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

	Unités	Poutre préfabriquée
$Cdg = \mu_{\Delta} / B=V$	cm	80.2
$V'=h-V$	cm	69.8
$I_G = I_{\Delta} - BV^2$	cm <sup>4</sup>	14184530.05
$I_G/v$	cm <sup>3</sup>	176864.46
$I_G/v'$	cm <sup>3</sup>	203216.76
$\rho=i^2/ (vv') = (IG /B)/ (vv')$	/	48.66%

### Le rendement géométrique:

$\rho= IG / (Vx V' x B) = 0.4866$   $\rho= 48.66 \%$  donc correspond à une section normal

### 2.6.2) La charge permanente (CP)

#### a) Le poids propre de la poutre

$$G_1 = 2 \times (P1 + P2 + P3)$$

$$P1 = 2.60 \times 0.79 \times 2.5$$

$$P1 = 5.135 \text{ t}$$

$$P3 = 12.0 \times 0.5255 \times 2,5$$

$$P3 = 15.765 \text{ t}$$

$$P2 = 0,4 \times 2,5 \times (0.5255 + 0.79) / 2$$

$$P2 = 0.658 \text{ t}$$

$$G_1 = 2 \times (5.135 + 15.765 + 0.658)$$

$$G_1 \text{ Poutre} = 43.116 \text{ t}$$

$$G_1 \text{ (t/ml)} = 43.116 / 30$$

$$G_1 \text{ Poutre} = 1.43 \text{ t/ml} \times 6$$

$$G_1 \text{ Poutre} = 5.58 \text{ t/ml}$$

#### b) Le poids de la dalle qui renie à la poutre :

$$G_2 = \gamma_b \times L \times e \text{ avec}$$

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

$\gamma_b$  le poids volumique du béton

$$G_2 = 2.5 \times 1.58 \times 0.25 \times 1$$

$$G_2 = 0.99 \text{ t/ml} \times 6$$

$$G_2 = 5.95 \text{ t/ml}$$

### 2.6.3) La charge complémentaire permanente (CCP)

- Le revêtement
- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.
- Entretoise

#### a) La corniche

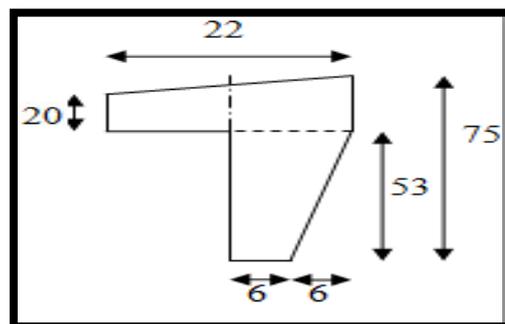


Figure 2. 13: La corniche

$$G_3 = \gamma_b \times L \times S$$

S : la surface de corniche

$$G_3 = 2.5 \times 1 \times [(0.06 \times 0.75) + (0.75 \times 0.06) / 2 + (0.22 \times 0.2) + (0.22 \times 0.02) / 2]$$

$$G_3 = 0.284 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_3 = 0.568 \text{ t/ml}$$

## b) Le trottoir

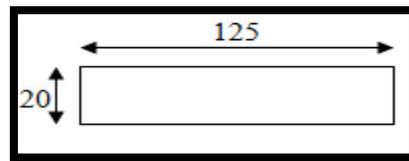


Figure 2. 14: Le trottoir

$$G_4 = \gamma_b \times L \times S \times e$$

$$G_4 = 2.5 \times 1.25 \times 0.2 \times 1$$

$$G_4 = 0.625 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_4 = 1.25 \text{ t/ml}$$

## c) Le garde-corps

Le poids de garde-corps est  $0.1 \text{ t/ml} \times 2$

$$G_5 = 0.2 \text{ t/ml}$$

## d) La glissière de sécurité

Le poids de la glissière de sécurité est  $0.06 \text{ t/ml} \times 2$

$$G_6 = 0.12 \text{ t/ml}$$

## e) Le revêtement

On a couche de revêtement de 8 cm donc

Le poids de revêtement est :

$$G_7 = e_r \times L_r \times \rho_r$$

➤  $e_r$ : épaisseur du revêtement

➤  $L_r$ : la largeur de la chaussée

➤  $\rho_r$ : masse volumique de revêtement  $2.2 \text{ t/m}^3$

$$G_7 = 0.08 \times 7.5 \times 2.2$$

$$G_7 = 1.32 \text{ t/ml}$$

## f) Entretoise

$$G_8 = b \times h \times L \times \gamma_b$$

➤  $b$ : largeur de l'entretoise.  $b = 0.5 \text{ m}$

➤  $h$ : hauteur d'entretoise.  $h = 1.00 \text{ m}$

➤  $L$ : longueur de l'entretoise.  $L = 1.5 - 0.47 = 1.03 \text{ m}$

$$G_8 = 0.5 \times 1 \times 1.03 \times 2.5 \times 4 \times 2 = 10.3 \text{ t}$$

$$G_T = (858 + 5.95 + 1.32 + 0.568 + 1.25 + 0.2 + 0.12)$$

$$G = 17.98 \text{ t/ml}$$

La charge permanente totale par travée

$$G = G_T \times L$$

$$17.98 \times 30 = 539.6 + 10.3$$

$$G = 549.9 \text{ t}$$

### 2.6.4) Calcul des surcharges routières

D'après le fascicule, les surcharges à utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.

- La surcharge militaire M c 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- Les surcharges sur trottoirs

### a) La surcharge de type A (L)

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

Avec:

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

$$L = 30 \text{ m} \rightarrow A(L) = 1,09 \text{ t / m}^2$$

D'après le tableau 3.1 le pont est de classe 1

La largeur rouable  $L_r = 7.5 \text{ m}$

Nombre de voies  $n=2$

D'après le tableau 3.2  $a_1=1$

$$a_2 = V_0 / V$$

$$V_0 = 3,5 \text{ m (pont de 1ère classe)}$$

$$a_2 = 3.5 / 3.75 = 0.933$$

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

$$A(l) = 1 \times 0.933 \times 1.09$$

$$A(l) = 1.02 \text{ t/m}^2$$

$$q(A(l)) = 1.02 \times 7.5$$

$$q(A(l)) = 7.65$$

### b) Système de charges B

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

#### 🚦 Système $B_c$ :

D'après le tableau 3.5  $B_c = 1.1$

$$S_1 = 2 \times (2 \times 30) = 120 \text{ t}$$

$$S = S_1 \times B_c$$

$$S = 120 \times 1.1 = 132 \text{ t}$$

$$B_c = s \times \delta$$

$$\delta = 1.09$$

$$B_c = 1.09 \times 132$$

$$B_c = 143.88 \text{ t}$$

#### 🚦 Système $B_t$ :

$$S_1 = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

$B_t = 1$  (première classe) tableau 3.5

$$S = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1.07$$

$$B_t = 64 \times 1.07$$

$$B_t = 68.48 \text{ t}$$

## **Système B<sub>r</sub>:**

$$\delta=1.06$$

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

$$B_r=10 \times 1.06$$

$$B_r=10.6 \text{ t}$$

## **Système militaire M<sub>c120</sub>**

$$\text{Poids totale} = 110 \text{ t}$$

$$\text{Longueur d'une chenille} = 6.10 \text{ m}$$

$$\text{Largeur d'une chenille} = 1.00 \text{ m}$$

$$S=110 \text{ t}$$

$$\delta=1.26$$

$$M_{c120}=110 \times 1.26$$

$$M_{c120}=138.6 \text{ t}$$

## **Charge exceptionnelle : D<sub>280</sub>**

$$\text{Poids totale} = 280 \text{ t}$$

$$\delta=1.4$$

$$D_{280}=280 \times 1.4$$

$$M_{c120}=392 \text{ t}$$

### **c) Surcharge de trottoir**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup>

Largeur du trottoir est 1,25m

Pour 1 trottoir chargé

$$P = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ t/ml}$$

$$P = 0.1875 \text{ t/ml}$$

\_ Pour 2 trottoirs chargés

$$P = 2 \times 0.1875 = 0,375 \text{ t/ml.}$$

$$P = 0.375 \text{ t/ml}$$

### **d) Effort de freinage**

#### **Effort de freinage à A(L)**

$$F_A(L) = \frac{Q(A(L))}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : surface surchargée

$$S = 7.5 \times 30 = 225 \text{ m}^2$$

$$Q(A(L)) = 7.65 \times 30 = 229.5$$

$$F_A(L) = \frac{229.5}{20 + 0.0035 \times 225}$$

$$F_A(L) = 11.04$$

#### **Effort de freinage du B<sub>c</sub>**

$$F_{Bc} = 30 \text{ t}$$

## PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

---

Tableau 2. 15: Les charges et surcharges appliqué sur la variante 2

	Variante 2(t)
G (Poids propre)	549.9
Charge permanant total par travée	16.6
Surcharge A (L)	7.65
Surcharge $B_c$	143.88
Surcharge $B_t$	68.48
Surcharge $B_r$	10.6
$M_{c120}$	138.6
$D_{280}$	392
Surcharge du trottoir	0.375
Effort de freinage à A(L)	11.04
Effort de freinage du $B_c$	30

---

# Chapitre 3

## MODÉLISATION DE PONT

---

## 3.1 Logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 (Structural Analytique Program) est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages d'art de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans une structure et qui utilise le principe des éléments finis.

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

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

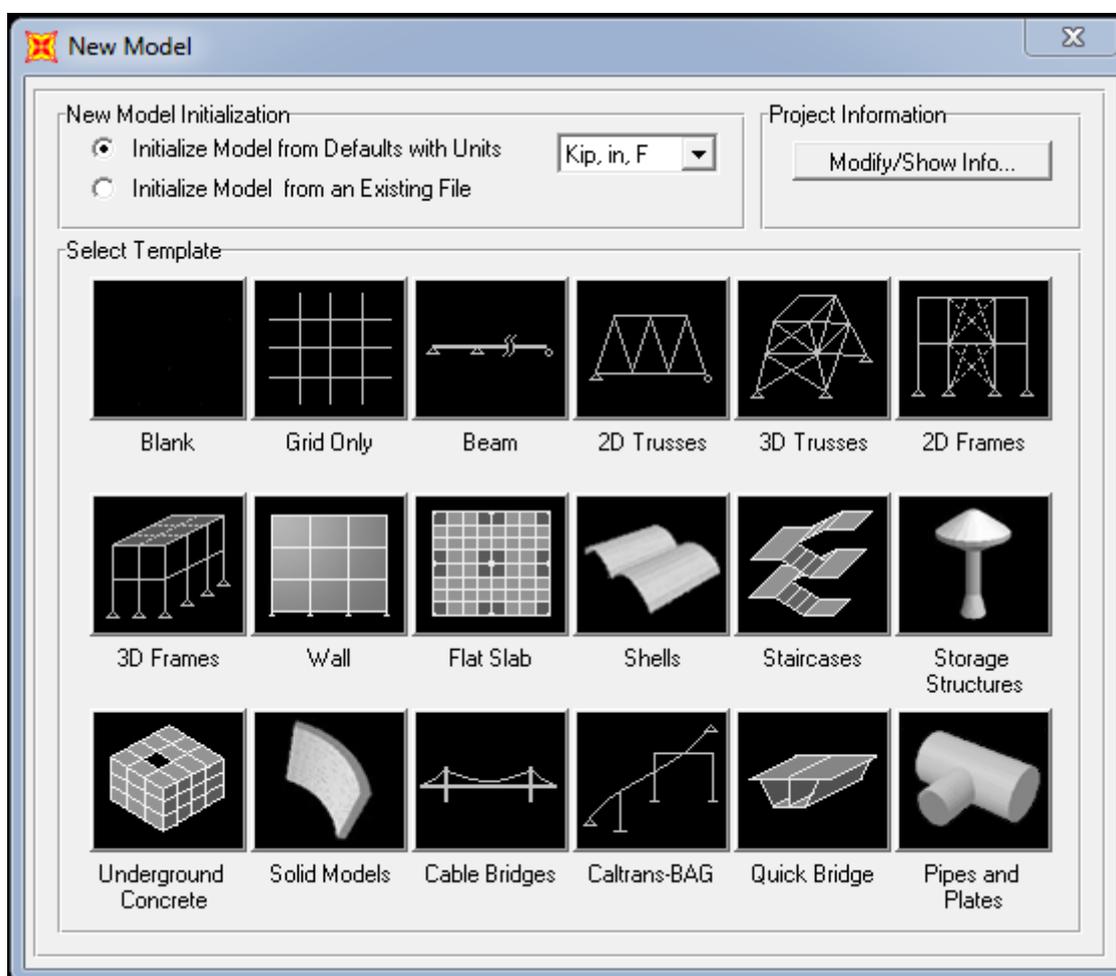


Figure 3. 1Tableau de modèle (SAP2000)

## 3.2 La modélisation :

Elle a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

L'ouvrage une fois réalisé nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

### ➤ 1<sup>ère</sup> Variante :

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec trois travées (20m) indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 5 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément (precast concrete) en forme de I (préfabriquée en béton), elles sont appuyées simplement, la dalle est modélisée comme un élément SHELL.

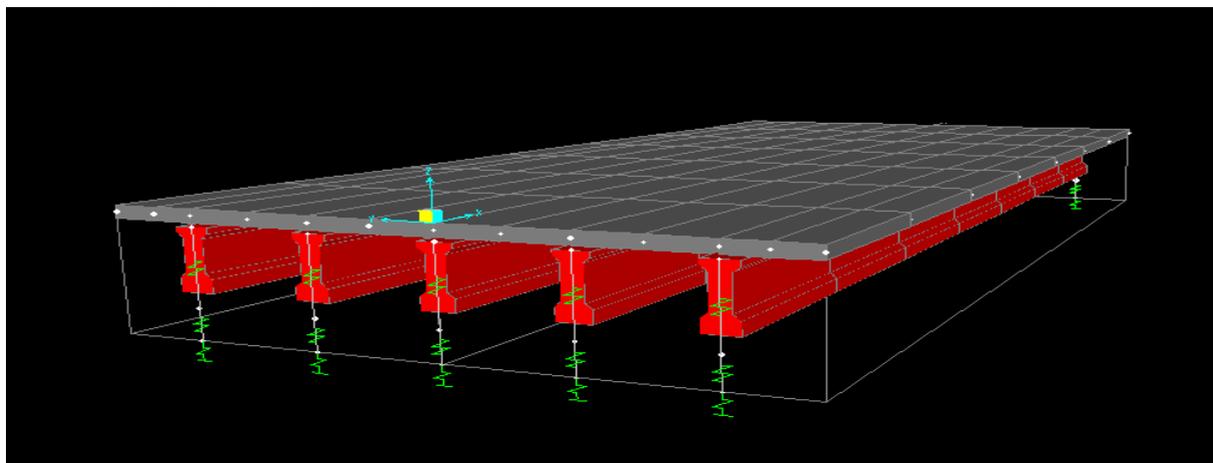


Figure 3. 2 : Vue générale du tablier de 1<sup>ère</sup> Variante (SAP2000)

### ➤ 2<sup>ème</sup> Variante :

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec deux travées (30m) indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 4 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément (precast concrete) en forme de I (préfabriquée en béton), elles sont appuyées simplement, la dalle est modélisée comme un élément SHELL.

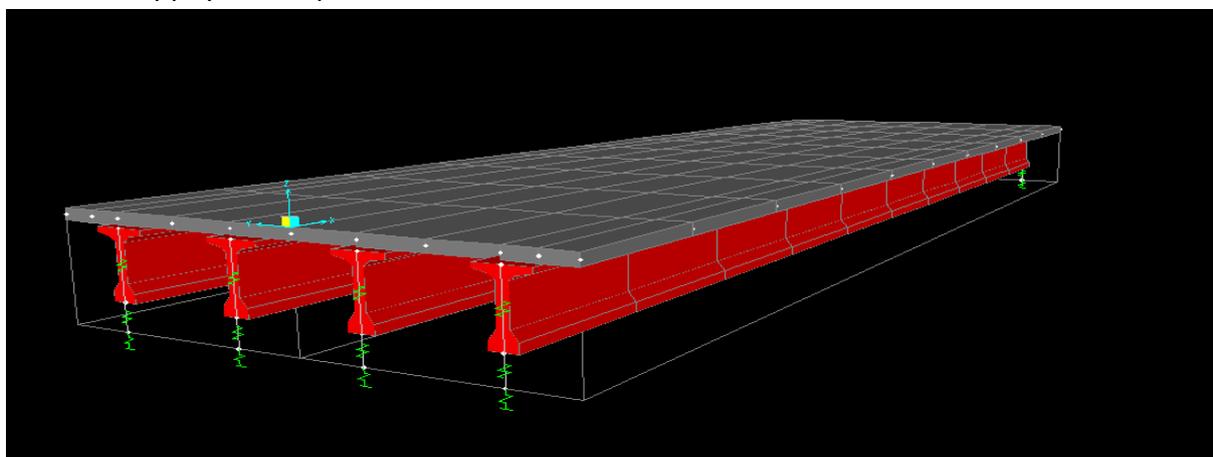
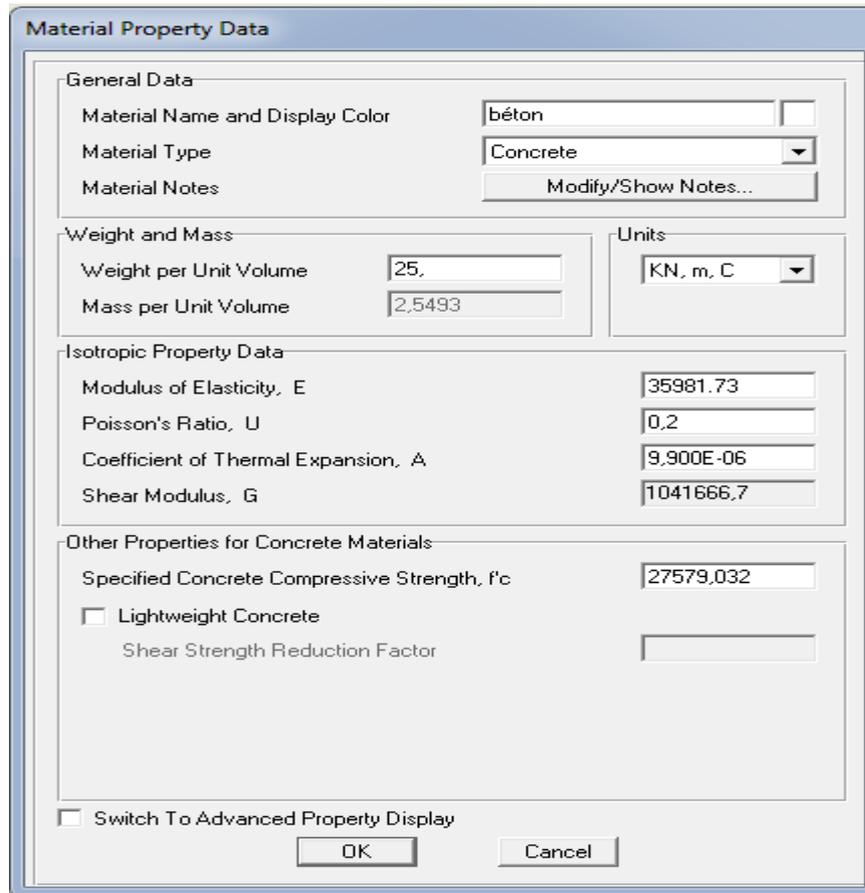


Figure 3. 3: Vue générale du tablier de 2<sup>ème</sup> Variante (SAP2000)

# MODELISATION DE PONT

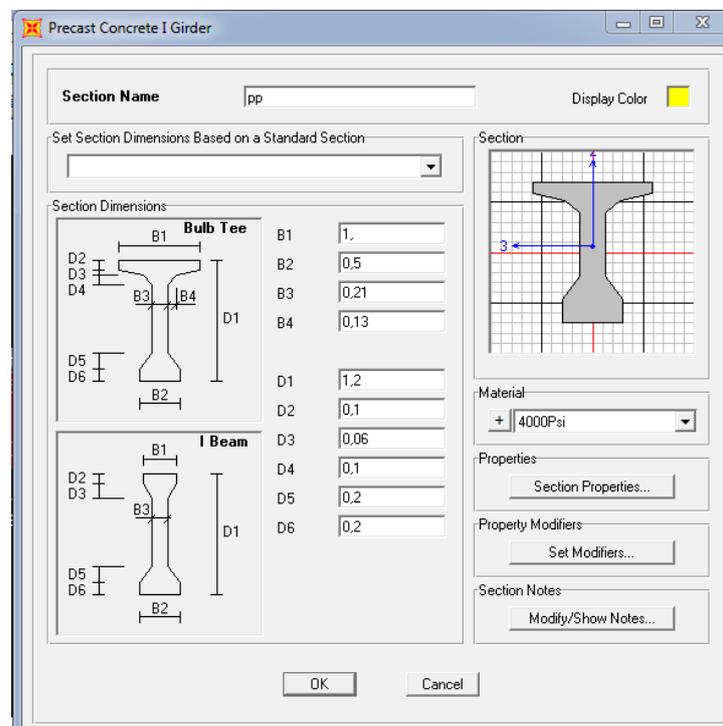


The dialog box 'Material Property Data' is used to define the material properties for the concrete. It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color (béton), Material Type (Concrete), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (25), Mass per Unit Volume (2,5493), and Units (KN, m, C).
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E (35981.73), Poisson's Ratio, U (0,2), Coefficient of Thermal Expansion, A (9,900E-06), and Shear Modulus, G (1041666,7).
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c (27579,032), and an option for Lightweight Concrete (unchecked) with a Shear Strength Reduction Factor field.

Buttons for OK and Cancel are at the bottom.

Figure 3. 4 : Tableau de materiaux



The 'Precast Concrete I Girder' dialog box is used to define the geometry and properties of the precast concrete I girder. It includes:

- Section Name:** pp, Display Color (yellow).
- Set Section Dimensions Based on a Standard Section:** A dropdown menu.
- Section Dimensions:** Two diagrams are shown: 'Bulb Tee' and 'I Beam'. The 'Bulb Tee' diagram has dimensions B1, B2, B3, B4, D1, D2, D3, D4, D5, D6. The 'I Beam' diagram has dimensions B1, B2, B3, D1, D2, D3, D4, D5, D6.
- Material:** + 4000Psi.
- Properties:** Section Properties... button.
- Property Modifiers:** Set Modifiers... button.
- Section Notes:** Modify/Show Notes... button.

Buttons for OK and Cancel are at the bottom.

Figure 3. 5 : Modélisation de la poutre intermédiaire 1<sup>ère</sup> Variante

# MODELISATION DE PONT

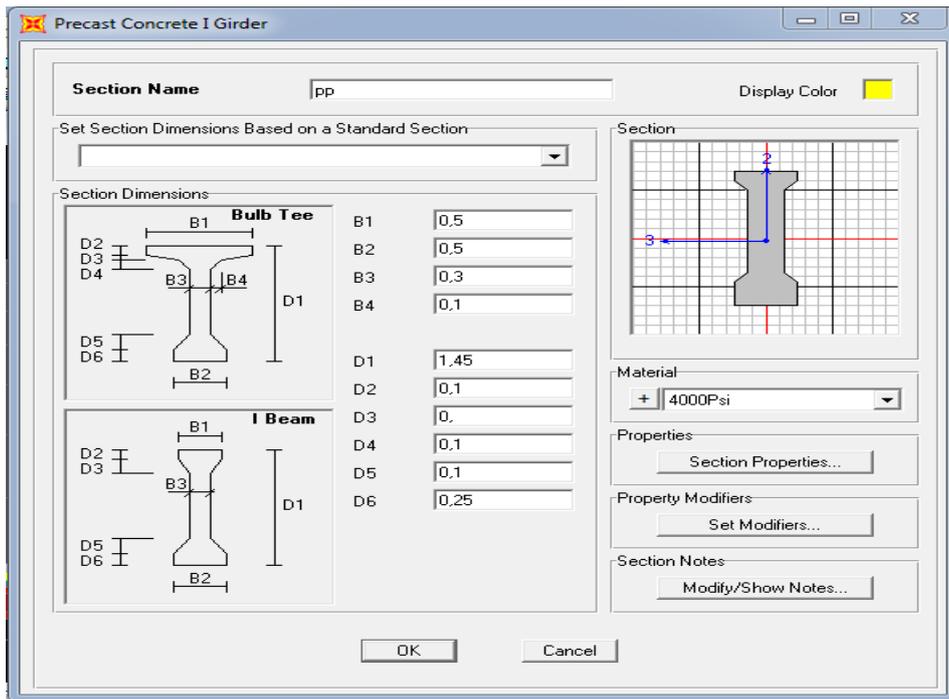


Figure 3. 6 : Modélisation de la poutre intermédiaire 2<sup>ème</sup> Variante

## 3.3 Combinaisons de calcul :

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues au :

- Poids propre ( $\rho$ ).
- Complément de poids propre.
- Charge A(l).
- Surcharge de poids propre.
- Surcharge  $B_C$ .

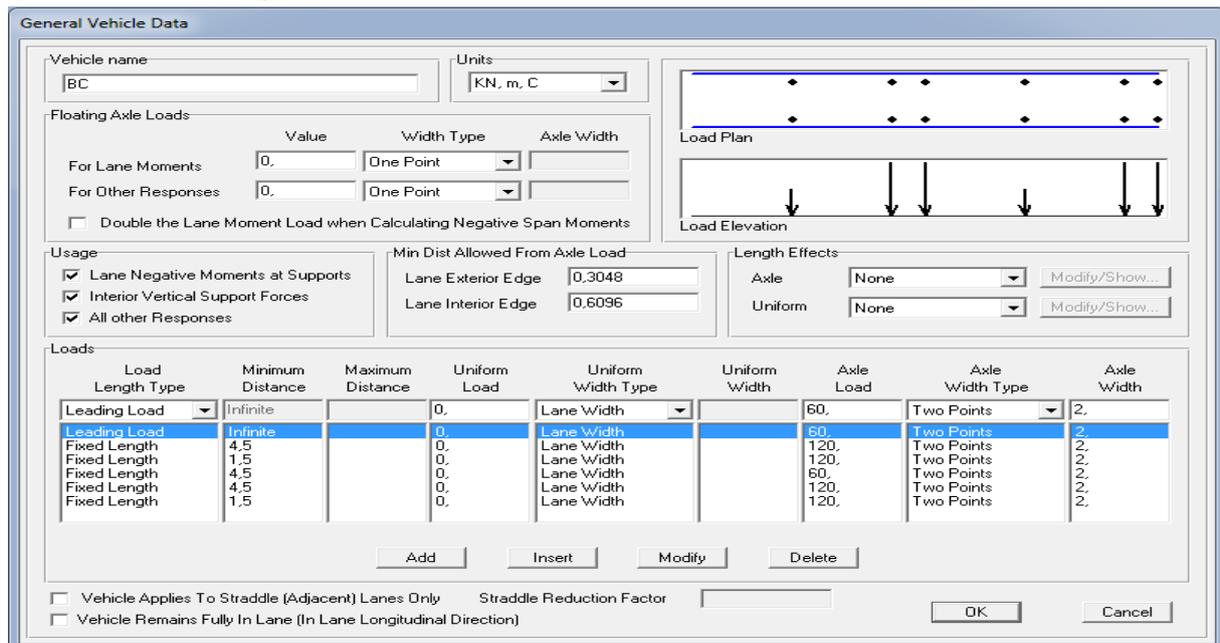


Figure 3. 7 : Modélisation du camion  $B_C$

# MODELISATION DE PONT

- Surcharge $B_T$ .
- Surcharge $B_r$ .
- Surcharge militaire mc120.

General Vehicle Data

Vehicle name: MC120 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0,	One Point	
For Other Responses	0,	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,3048  
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...  
 Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,	Lane Width		0,	Lane Width Line	
Leading Load	Infinite		0,	Lane Width		0,	Lane Width Line	
Fixed Length	6,1		90,16	Lane Width		0,	Lane Width Line	

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figure 3. 8 : Modélisation du MC120

- Surcharge militaire D280.

General Vehicle Data

Vehicle name: D280 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0,	One Point	
For Other Responses	0,	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,3048  
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...  
 Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,	Lane Width		0,	Lane Width Line	
Leading Load	Infinite		0,	Lane Width		0,	Lane Width Line	
Fixed Length	11,		0,	Lane Width		0,	Lane Width Line	
Fixed Length	8,		0,	Lane Width		0,	Lane Width Line	
Fixed Length	11,		38,57	Lane Width		0,	Lane Width Line	

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figure 3. 9 : Modélisation du D280

# MODELISATION DE PONT

## 3.4 Les différents cas de charges :

L'ouvrage une fois modélisé par le SAP2000, il nous permette d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultants d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

Tableau 3. 1 : les cas de charge

Le cas de charge		Nature de charge
G	$P+P_{\text{trottoire}}+P_{\text{revetement}}+P_{\text{gc}}$	Statique linéaire
Q	$F_R+Sur_T$	Statique linéaire
A(L)	Exploitation	Statique linéaire
B <sub>c</sub>	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants
B <sub>T</sub>	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants
B <sub>r</sub>	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants
M <sub>c120</sub>	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants
D <sub>280</sub>	Exploitation	Analyse de cas de charges roulants

Tableau 3. 2: Combinaisons ELU

ELU (A(L))	$1.35G+1.5Q+1.6A(L)$
ELU (B <sub>c</sub> )	$1.35G+1.5Q+1.6B_c$
ELU (B <sub>T</sub> )	$1.35G+1.5Q+1.6B_T$
ELU (B <sub>r</sub> )	$1.35G+1.5Q+1.6B_r$
ELU (M <sub>c120</sub> )	$1.35G+1.5Q+1.6M_{c120}$
ELU (D <sub>280</sub> )	$1.35G+1.5Q+1.6D_{280}$

Tableau 3. 3 : Combinaisons ELS

ELS (A(L))	$G+Q+1.2A(L)$
ELS (B <sub>c</sub> )	$G+Q+1.2B_c$
ELS (B <sub>T</sub> )	$G+Q+1.2B_T$
ELS (B <sub>r</sub> )	$G+Q+1.2B_r$
ELS (M <sub>c120</sub> )	$G+Q+1.2M_{c120}$
ELS (D <sub>280</sub> )	$G+Q+1.2D_{280}$

# MODELISATION DE PONT

## 3.5 Résultats de calcul obtenus par le logiciel :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous, les tableaux représentant les moments de flexion, les efforts tranchants ainsi que les moments longitudinaux et transversaux de la dalle. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

### 3.5.1 Les poutres :

#### ➤ 1<sup>ère</sup> Variante :

Tableau 3. 4 : Les moments fléchissant dans les poutres 1<sup>ère</sup> Variante (KN/ m) :

poutre	
P1	1232.1691
P2	1123.9911
P3	1107.1163
P4	1123.9911
P5	1231.6090

La poutre Les plus touchés ci la poutre p1

#### ➤ Les moments fléchissant :

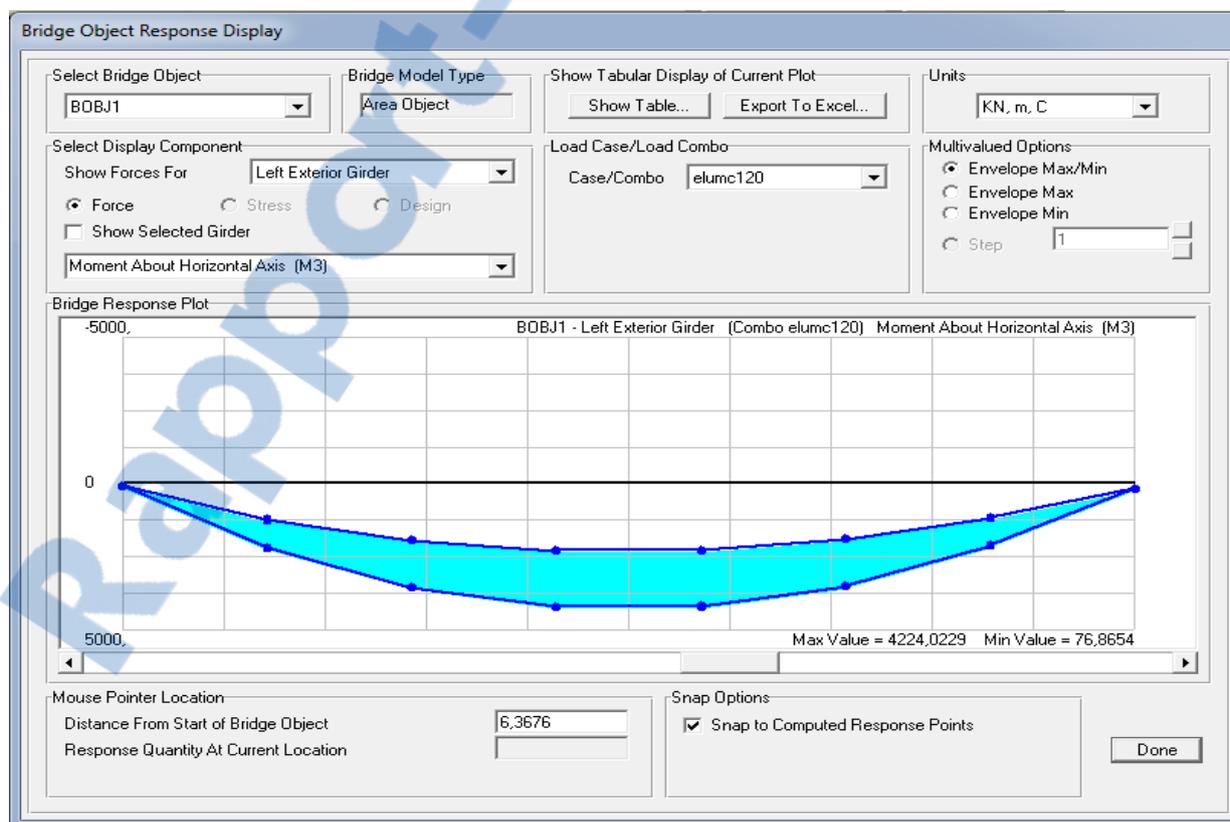


Figure 3. 10 : Les moments fléchissant de poutre de gauche 1 MC120 à l'ELU( 1<sup>ère</sup> Variante)

# MODELISATION DE PONT

Tableau 3. 5: Les moments fléchissant dans la poutre gauche 1 ( 1<sup>ere</sup> Variante)

	M3 (KN.M)
Elu (al)	3383.6152
ELU $B_c$	3806.8122
ELU $B_t$	3603.2575
ELU $B_r$	2999.5447
ELU $D_{280}$	3615.2926
ELU $M_{C120}$	4224.0229
ELS (A(I))	2486.3731
ELS $B_c$	2803.7708
ELS $B_t$	2651.1048
ELS $B_r$	2198.3202
ELS $D_{280}$	2660.1311
ELS $M_{C120}$	3116.6789
Le maximum	4224.0229

## ➤ Les efforts tranchants :

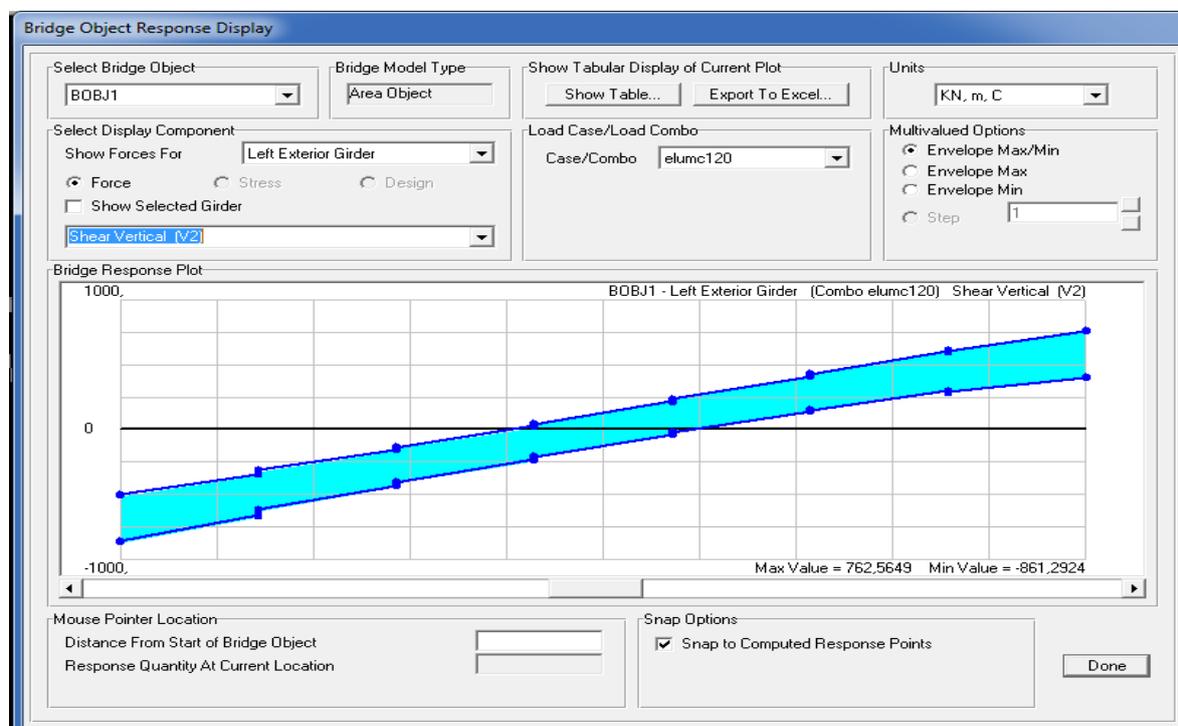


Figure 3. 11: Les efforts tranchants de poutre gauche 1 ( 1<sup>ere</sup> Variante)

# MODELISATION DE PONT

Tableau 3. 6: Les efforts tranchants dans la poutre gauche ( 1<sup>ere</sup> Variante)

	V2 (KN)
Elu (al)	595.2206
ELU $B_c$	754.5979
ELU $B_t$	677.7134
ELU $B_r$	573.3451
ELU $D_{280}$	644.6423
ELU $M_{C120}$	762.5649
ELS (A(I))	441.6281
ELS $B_c$	561.1761
ELS $B_t$	503.5127
ELS $B_r$	425.2356
ELS $D_{280}$	478.7094
ELS $M_{C120}$	567.1513
Le maximum	762.5649

➤ **2<sup>eme</sup> Variante :**

Tableau 3. 7: Les moments fléchissant dans les poutres 2<sup>eme</sup> Variante (KN/ m) :

poutre	
P1	3259.4018
P2	3312.1607
P3	3312.1607
P4	3259.4018

La poutre Les plus touchés ci la poutre p2

# MODELISATION DE PONT

## ➤ Les moments fléchissant :

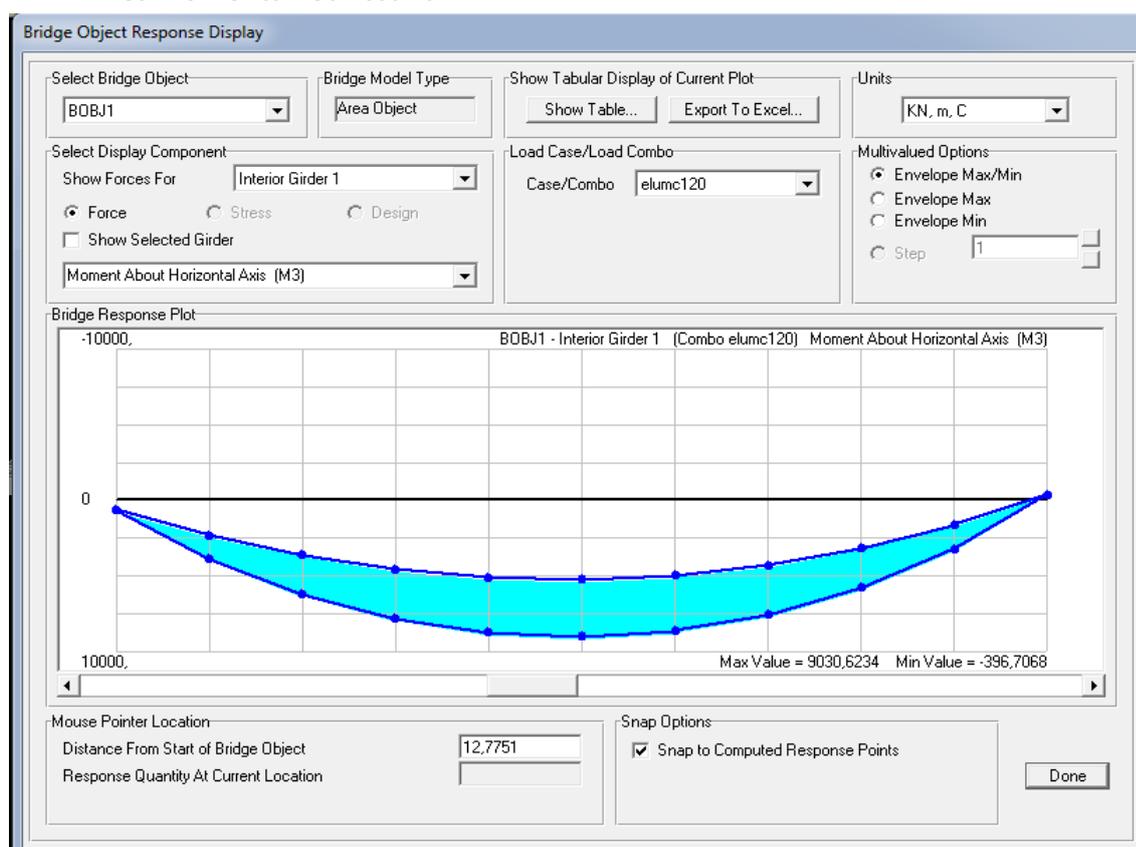


Figure 3. 12: Les moments fléchissant de poutre de gauche2 (2<sup>eme</sup> Variante)

Tableau 3. 8: Les moments fléchissant dans la poutre gauche 2 (2<sup>eme</sup> Variante)

	M3 (KN.M)
ELU (A(I))	7965.0328
ELU $B_c$	8273.8699
ELU $B_t$	7461.1259
ELU $B_r$	6197.3441
ELU $D_{280}$	7905.129
ELU $M_{C120}$	9030.6174
ELS (A(I))	5917.5398
ELS $B_c$	6149.1676
ELS $B_t$	5539.6096
ELS $B_r$	4591.7733
ELS $D_{280}$	5872.6619

# MODELISATION DE PONT

ELS $M_{C120}$	6716.7282
Le maximum	9030.6174

## ➤ Les efforts tranchants :

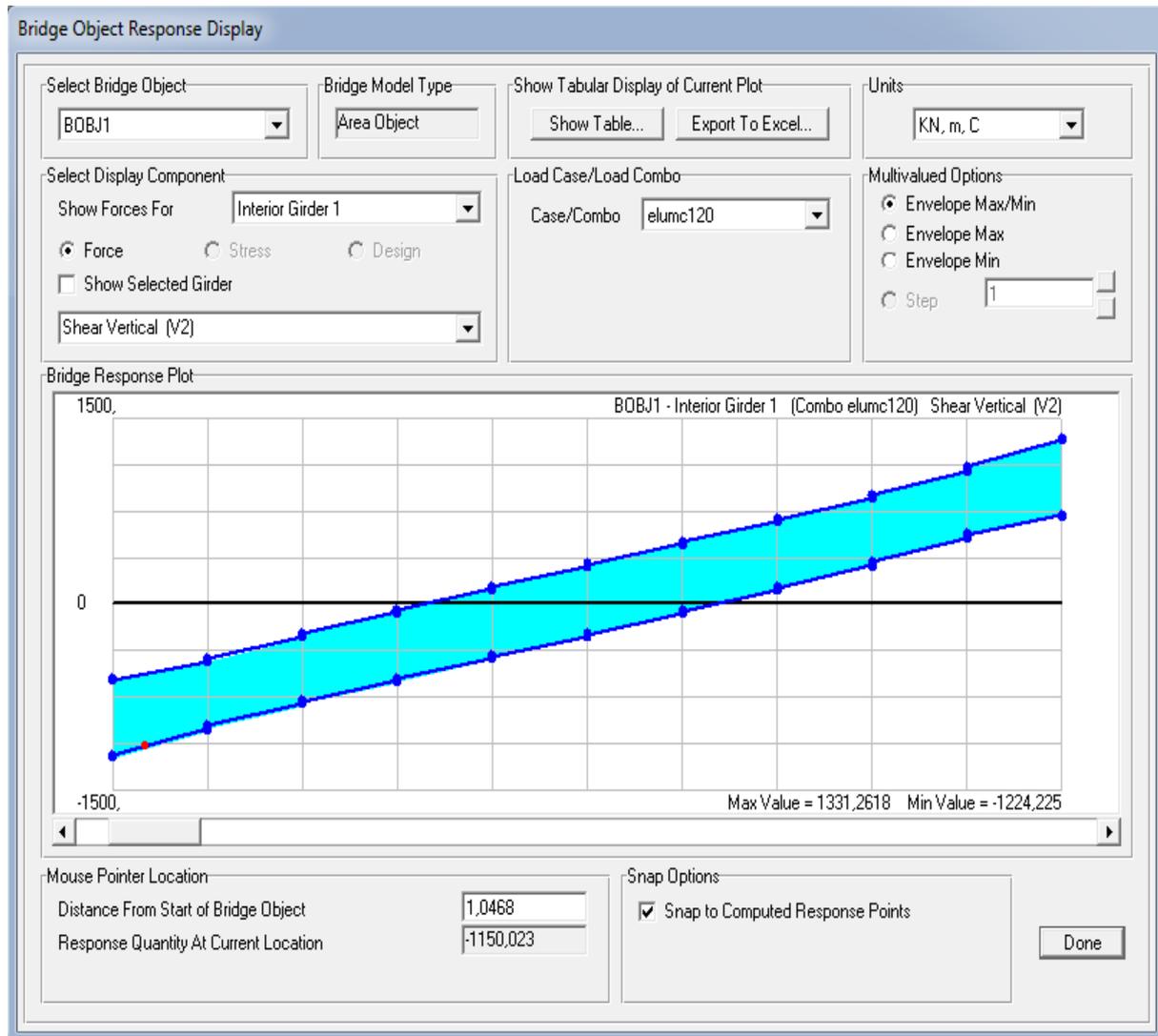


Figure 3. 13 Les efforts tranchants de poutre gauche 2 ( 2<sup>eme</sup> Variante)

# MODELISATION DE PONT

---

Tableau 3. 9 : Les efforts tranchants dans la poutre gauche 1 ( 2<sup>eme</sup> Variante)

	V2 (KN)
ELU (A(I))	1112.5115
ELU $B_c$	1267.2313
ELU $B_t$	1096.0729
ELU $B_r$	910.0759
ELU $D_{280}$	1123.1256
ELU $M_{C120}$	1331.2623
ELS (A(I))	825.2088
ELS $B_c$	941.2486
ELS $B_t$	813.4423
ELS $B_r$	673.3821
ELS $D_{280}$	833.1693
ELS $M_{C120}$	989.2718
Le maximum	1331.2623

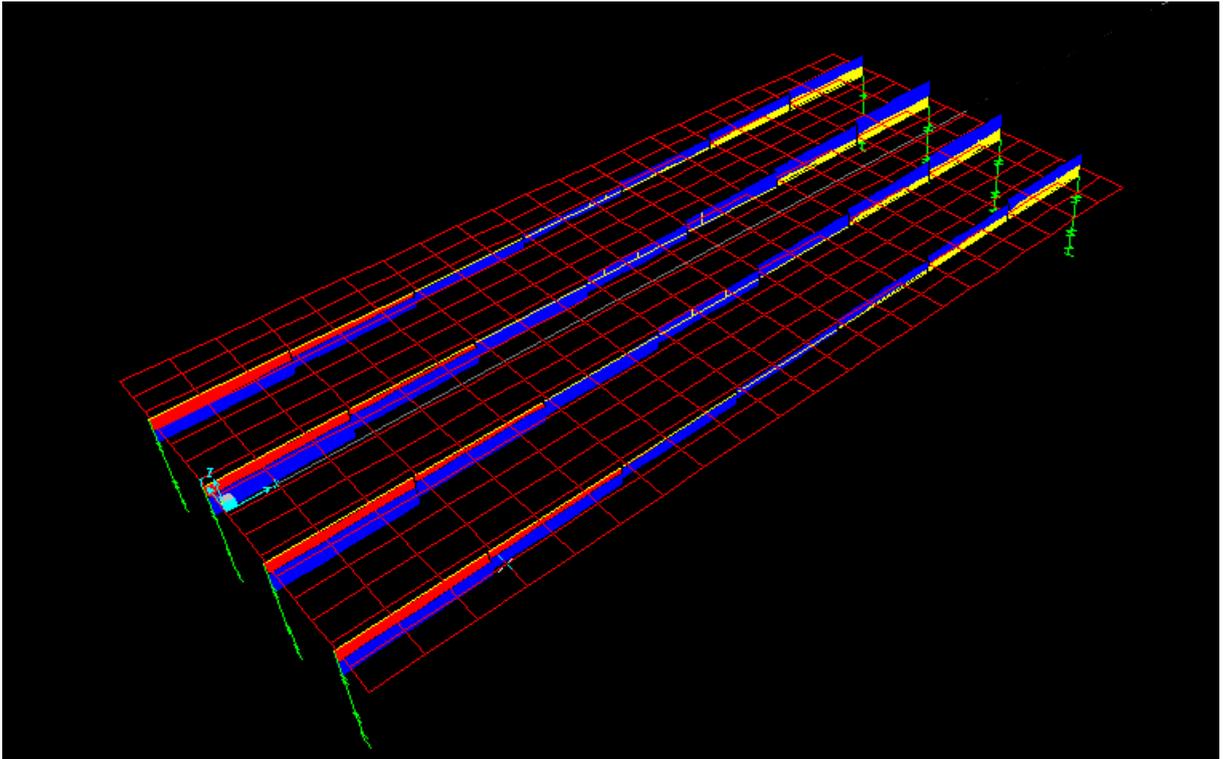


Figure 3. 14 : digramme du moment fléchissant des poutres

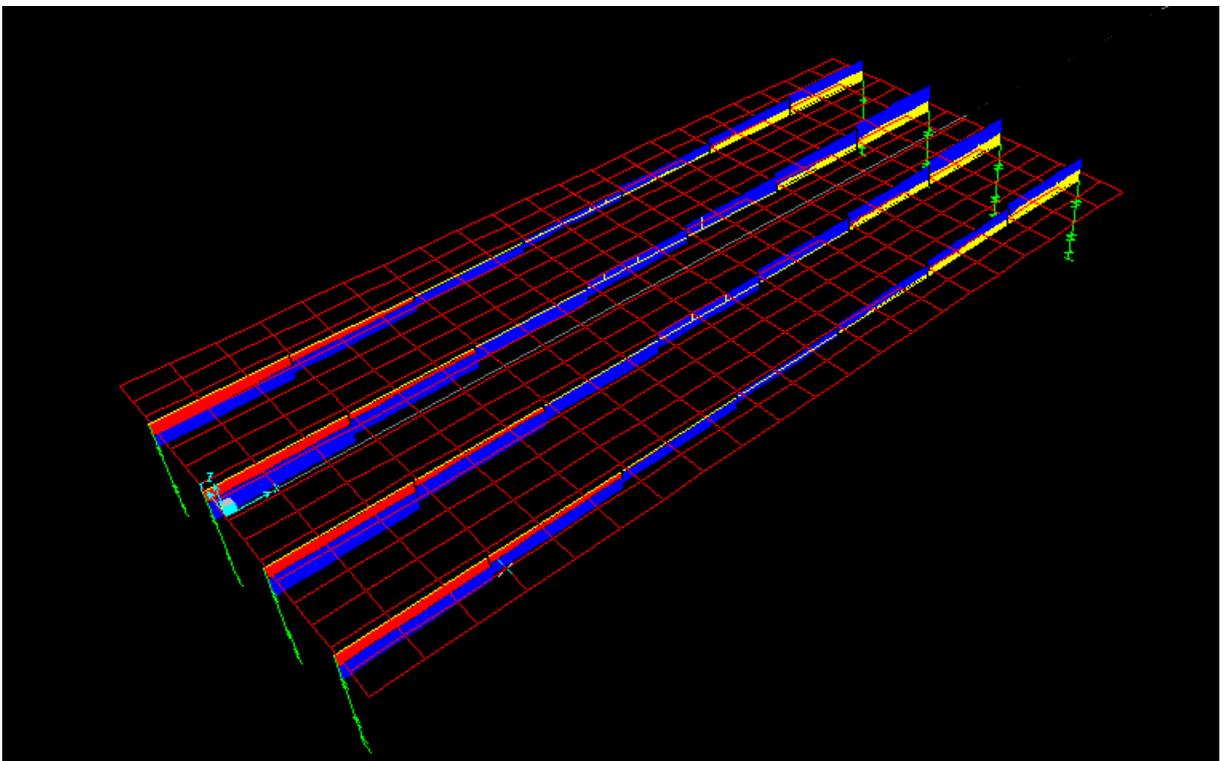


Figure 3. 15: digramme des efforts tranchants des poutres

---

## Chapitre 4

# Etude des poutres en béton armé

---

## 4.1 Ferrailage des poutres

On prend pour les différentes poutres les mêmes armatures longitudinales, du fait qu'il y a qu'une petite différence des efforts sollicitant. Ceci faciliter le ferrailage et il n'y aura qu'un seul de poutre.

Tableau 4. 1 : les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchant

	Moment (t. m)	Efforts tranchant (t)
ELU	422.40	76.25
ELS	311.67	56.71

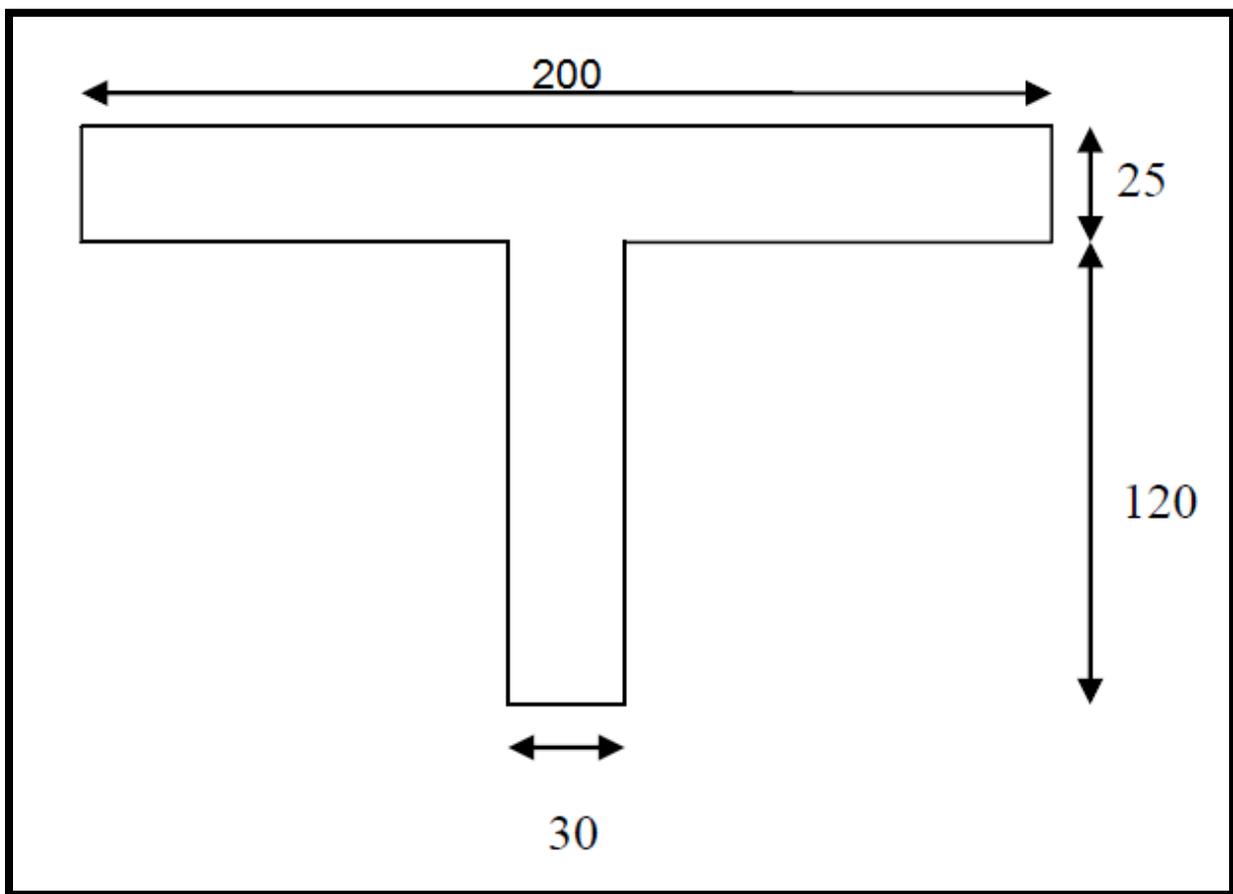


Figure 4. 1: Section de la poutre + dalle

H=1.45m  
D=0.9×h=1.305m  
b=2.0m  
b<sub>0</sub>=0.3m  
h<sub>0</sub>=0.25m  
F<sub>C28</sub>=35M<sub>pa</sub>  
F<sub>e</sub>=400M<sub>pa</sub>  
Fissuration préjudiciable

### 4.1.1 Calcul à l'ELU

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 19.83 \text{ M}_{pa}$$

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.2240}{2 \times 1.305^2 \times 19.83} = 0.062$$

Calculons le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 11.7 \text{ MN.M}$$

$$M_t > M_{\mu}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table, alors le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire (b×h) de largeur (b) de la table de compression.

$$\mu_u = 0,062 < \mu_r = 0,392 \quad \text{section simple armature (A}_{sc}=0)$$

$$\mu_u = 0,062 < 0.189 \quad \longrightarrow \quad \text{pivot A}$$

Pour une section à simples armatures :

$$A_{St} = \frac{M_{\mu}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ M}_{pa}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.080$$

$$Z = 1.305 \times (1 - 0.4 \times 0.080)$$

$$Z = 1.263 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{4.2240}{1.263 \times 348} = 0.00961 \text{ m}^2$$

$$A_{St} = 96.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 14T32 = 112.6 \text{ cm}^2$$

**4.1.2 Calcul à l'ELS**

$$S = b \times \frac{h_0^2}{2} - n \times A_{St}(d - h_0)$$

$$S = -0.091 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure

$$b_0 \times \frac{y^2}{2} + ((b - b_0) \times h_0 + 15A) \times y - \left( (b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15A_d \right)$$

La résolution est donnée par la formule suivante :

$$Y = -D + (D^2 + E)^{0.5}$$

$$D = \frac{[(b - b_0) \cdot (h_0 + 15A)]}{b_0} = \frac{(2 - 0.3) \times (0.25 + 15 \times 0.0128)}{0.3}$$

$$D = 2.5$$

$$E = \frac{[(b - b_0) \cdot h_0 + 15A] + 30Ad}{b_0} = \frac{((2 - 0.3) \times 0.25 + 15 \times 0.0128) + 30 \times 0.0128 \times 1.305}{0.3}$$

$$E = 1.25$$

$$Y = -2.5 + (2.5^2 + 1.25)^{0.5}$$

$$Y = 0.24$$

$$I = \frac{b \times y^3 - (b - b_0) \times (y - h_0)^3}{3} + 15 \times A (d - y)^2$$

$$I = 0.226 \text{ m}^4$$

**a) Les contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{3.116 \times 0.24}{0.226} = 3.31 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} = \frac{n M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 3.116 \times (1.305 - 0.24)}{0.226} = 220.25 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.31 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{t28} = 21 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \sigma_{st} = 220.25 \text{ Mpa} > 255.67 \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

**4.1.3 Armature supérieure**

$$A_r = 10\% A_{St} = 12.86 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 10 \text{ T } 14$

### 4.1.4 Calcul des armatures transversales :

Section about

$$b_0 = 0.3 \text{ m}$$

$$T_{\max} = 76.256 \text{ t} = 0.7625 \text{ M.N}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_{\mu \max}}{b_0 \times d} = \frac{0.7625}{0.3 \times 1.305} = 1.94 \text{ M}_{\text{pa}}$$

On a fissuration préjudiciable

$$\tau_{\mu} \leq \text{Min} \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ M}_{\text{pa}} \right)$$

$$\tau_{\mu} \leq \text{Min} (3.5 \text{ M}_{\text{pa}} ; 4 \text{ M}_{\text{pa}}) \text{ donc } \tau_{\mu} = 1.94 \text{ M}_{\text{pa}} < 3.5 \text{ M}_{\text{pa}}$$

#### a) Section et écartement des armatures de l'âme :

$\Phi \leq \min (h/35 ; \Phi_2 ; \frac{h_0}{10})$  ou  $\Phi_2$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi \leq \min (4.14 ; 2 ; 2.5)$$

On prend 4  $\Phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Ecartement des armatures :

$$\sigma_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_{\mu} \times f_{tj} \times K)} ; k=1 (\text{flexion simple}) ; A_t = 4 \text{ T}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 4.52 \times 10^{-4}}{0.3 \times (2 \times 0.3 \times 2.7 \times 1)} = 0.298 \text{ m}$$

$$\sigma_t \leq \text{Min} \left( \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} ; 0.9 d ; 40 \text{ cm} \right) = \text{Min} (150.66 ; 117.45 ; 40) \text{ cm.}$$

$$\sigma_t \leq 40 \text{ cm} ; \text{ on prend } \sigma_t = 20 \text{ cm.}$$

### 4.1.5 Effet de l'effort tranchant :

Au niveau des appuis :  $T_u = 0.7625 \text{ MN}$

Soit A : la section d'armatures supérieure au niveau de l'appui :  $A = 4 \text{ T}32 = 32.17 \text{ cm}^2$

alors, on doit vérifier :

$$A \times \sigma_s \geq T_u$$

$$32.17 \times 10^{-4} \times 348 = 1.119 \text{ MN} \geq 0.7625 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

4.1.6) Jonction de l'ourdis et l'âme de la poutre

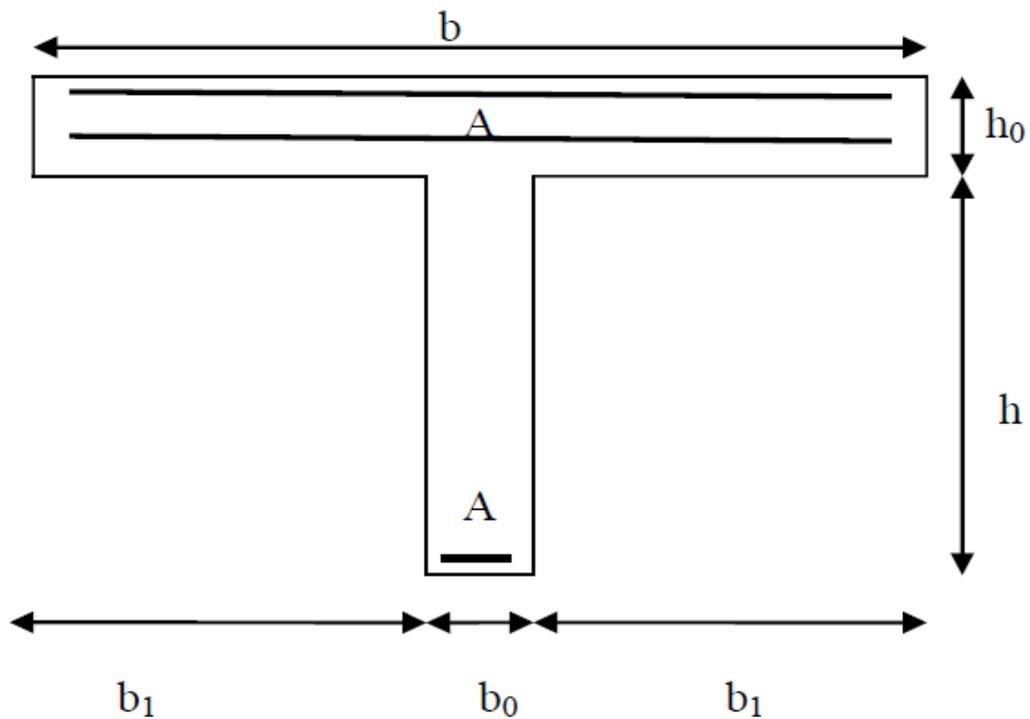


Figure 4. 2 : Le ferrailage de section

$$b=2,0$$

$$b_0=0,30 \text{ m}$$

$$h_0=0,25 \text{ m}$$

$$b_1=0,85 \text{ m}$$

$$d= 0,9h=1,305 \text{ m}$$

$$h=1,20$$

$$\mu=T_u \times b_t / (1,8 \times b \times d \times h_0) = 0,7625 \times 0,85 / (1,8 \times 2 \times 1,305 \times 0,25) = 0,55 \text{ Mpa}$$

$$u=0,55 < 2,5 \text{ Mpa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

A : la section des armatures de l'ourdis par unit\u00e9 de longueur

On doit v\u00e9rifier :

$$A \geq T_u \times b_1 / (0,8 \times b \times f_c \times d) = 0,7625 \times 0,85 / (0,8 \times 2 \times 1,305 \times 400) = 7,76 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit : 6  $\phi$  14

**4.1.7 CALCUL DE LA CONTRE FLECHE :**

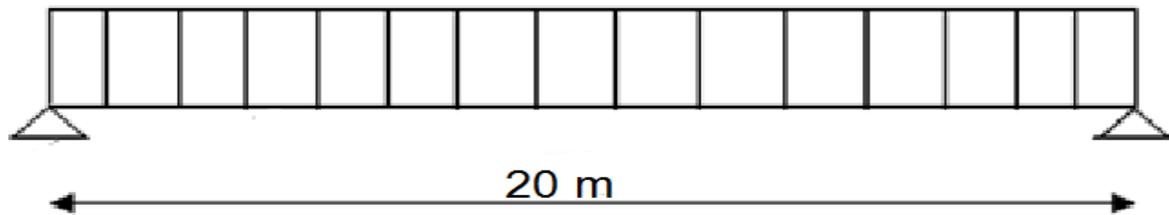


Figure 4. 3: calcul de la contre fléché

$$q = \frac{G}{l \times n}$$

G : poids des poutres.

N : nombre poutres.

Q : charge de chaque poutre

$$Q = \frac{119.38}{20 \times 5} = 1.1938 \text{ t}$$

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.1938 \times 20}{2} = 11.938$$

L'équation de la flèche :

$$EI y = EI \theta x + R_A(x^3/6) - q (x^4/24)$$

Condition aux limites :

$$X=0 ; y =0 ; y_0= 0.$$

$$EI y = (q l^3/24) x + (q l/12) x^3 - q/24 x^4$$

$$EI y = 397.66 x + 1.98 x^3 - 0.049 x^4$$

$$\text{Avec : } E = 11000 \sqrt{F_{c28}} = 35981.73 \text{ Mpa}$$

$$I = 0.226 \text{ m}^4$$

$$EI = 8131.87$$

Tableau 4. 2 : Calcul de Y(m)

X (m)	0	2.5	5	7.5	10
EI y	0	965.12	1771.425	2302.18	2486.6
y	0	0.052	0.075	0.132	0.232

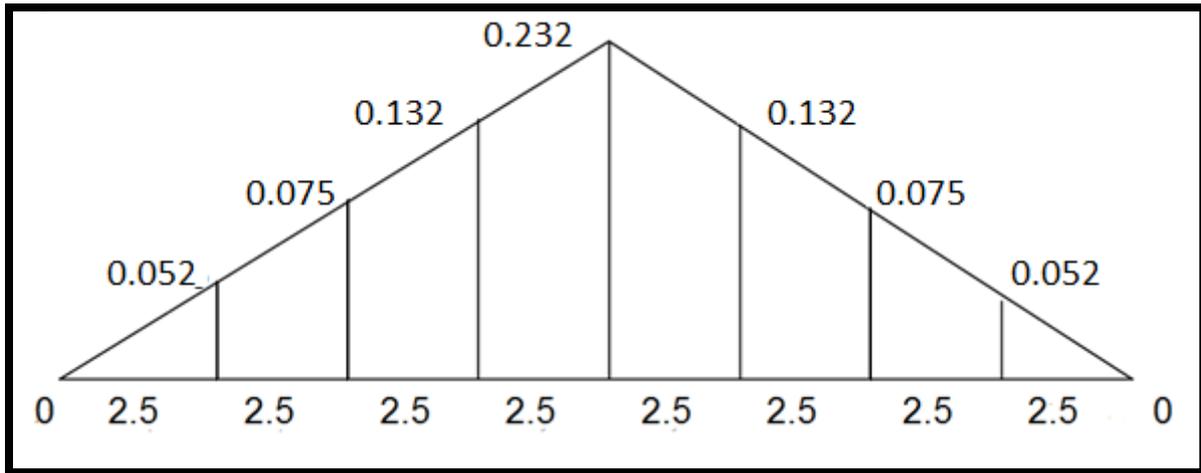


Figure 4. 4: Calcul de Y(m) de la poutre

#### 4.1.8 Manutention des poutres :

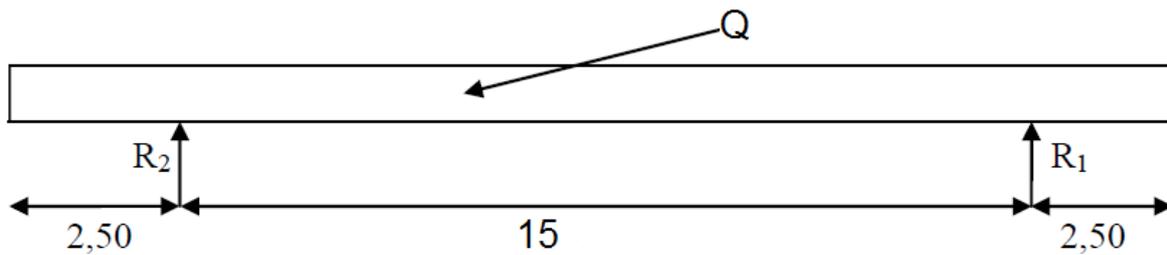


Figure 4. 5: La position des points de levage

Le levage des poutres s'effectue à l'aide des grues : pour cela on doit prévoir deux réservation de 10 cm de diamètre chacune :

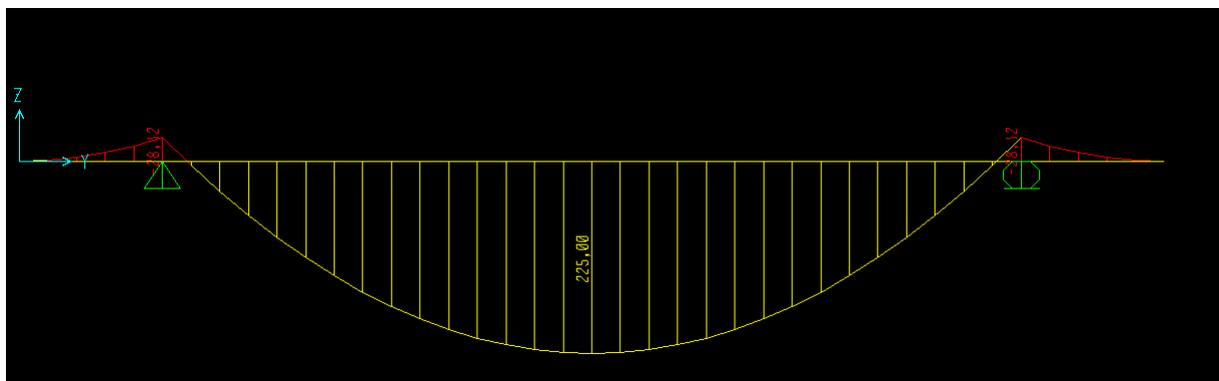


Figure 4. 6: Diagramme du moment fléchissant

$$M_{max} = 22.50 \text{ t.m}$$

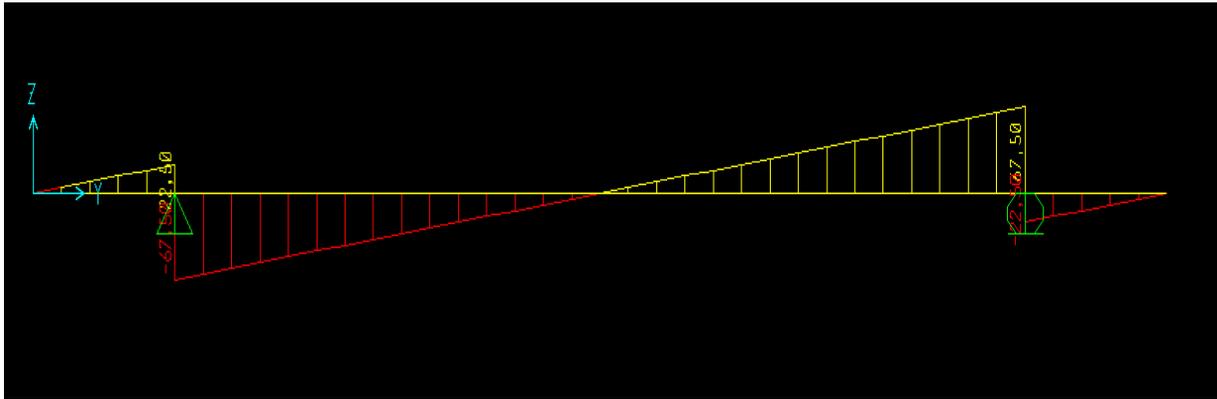


Figure 4. 7: Diagramme d'effort tranchant

$$T_{max} = 6.75 \text{ t}$$

Section d'acier :

$$A_s = \frac{T_u}{\sigma_u \times \sqrt{2}} = \frac{1.35 \times 6.75 \times 10^{-2}}{348 \sqrt{2}} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 2T14 = 3.08 cm<sup>2</sup>



---

**Chapitre 5**  
**Etude des poutres en béton**  
**Précontrainte**

---

## 5.1 GENERALITE SUR LA PRÉCONTRAINTE :

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumise à l'effet de son poids propre (G) et d'une charge d'exploitation (Q), subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure (Figure 5.1).

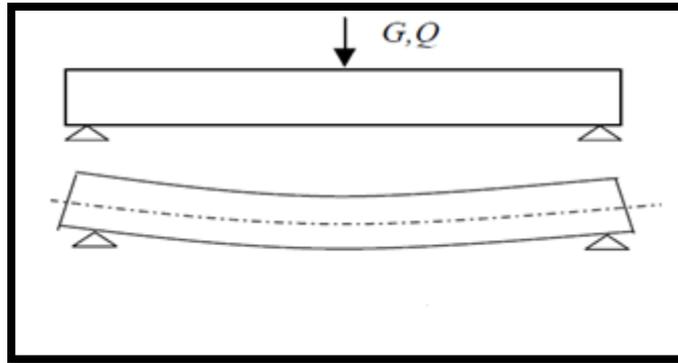


Figure 5. 1: déformation d'une poutre sous des charges (flèche).

La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut reprendre seul. Dans ce cas de figure, deux solutions sont possibles :

Solution N°1: L'ajout d'une quantité d'armatures capable de reprendre les efforts de traction dans le béton (Principe du béton armé) (Figure 5.2)

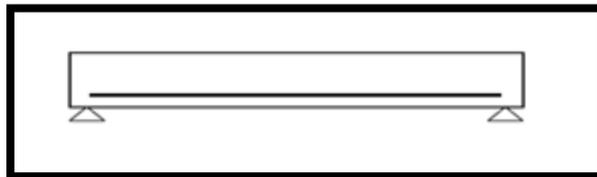


Figure 5. 2: solution pour la déformation (armature inférieure).

Solution N°2 : L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements (Principe du béton précontraint). (Figure 5.3)

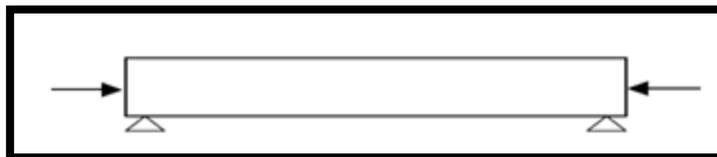


Figure 5. 3: deuxième solution pour la déformation.

## 5.2 LES PRINCIPES DE LA PRECONTRAINTE :

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. (Figure 5.4)

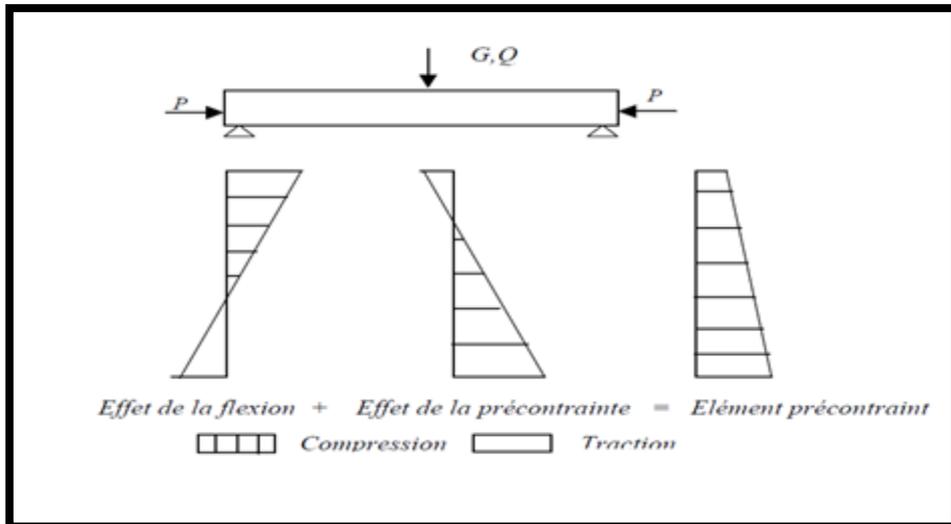


Figure 5. 4:les diagrammes des contraintes des éléments.

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

## 5.3 MODE DE PRECONTRAINTE :

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités.

### 5.3.1 PRECONTRAINTE PAR PRE-TENSION :

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. (Figure 5.5).

Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

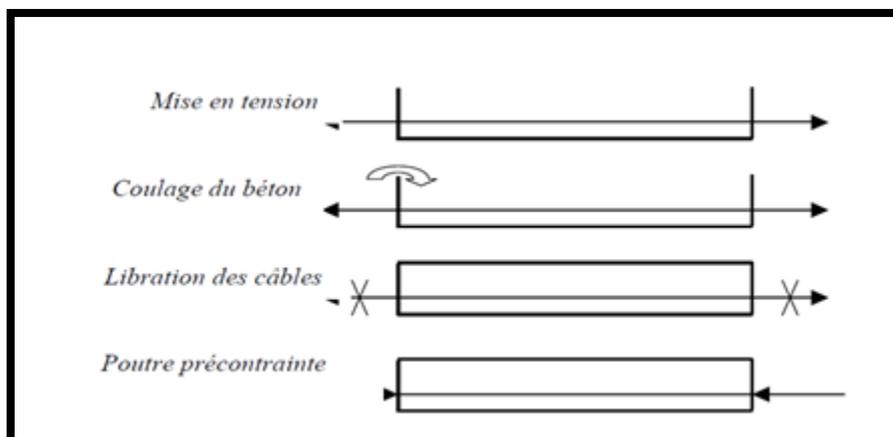


Figure 5. 5:les étapes de réalisations par pré-tension.

### a) Les étapes générales de réalisation :

- Mise en tension des câbles.
- Coulage du béton.
- La libération des câbles après le durcissement du béton.
- Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton.
- D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants :
  - Nettoyage des moules ;
  - Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules;
  - Déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques ;
  - Mise en place des armatures passives ;
  - Mise en place des moules dans leur position finale;
  - Mise en place des déviateurs éventuels ;
  - mise en tension des armatures par des vérins ;
  - Mise en place du béton par pont-roulant ou grue ;
  - Lissage de la partie supérieure ;
  - vibration du béton ;
  - Étuvage ou chauffage du béton ;
  - Décoffrage ;
  - dé-tension des armatures actives ;
  - Découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ;
  - Manutention et stockage.

### 5.3.2 PRECONTRAINT PAR POST-TENSION :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer (Figure I.6). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

- Une précontrainte par post-tension interne
- Une précontrainte par post-tension externe

### a) Les étapes générales de réalisation :

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment. (Figure 5.6)

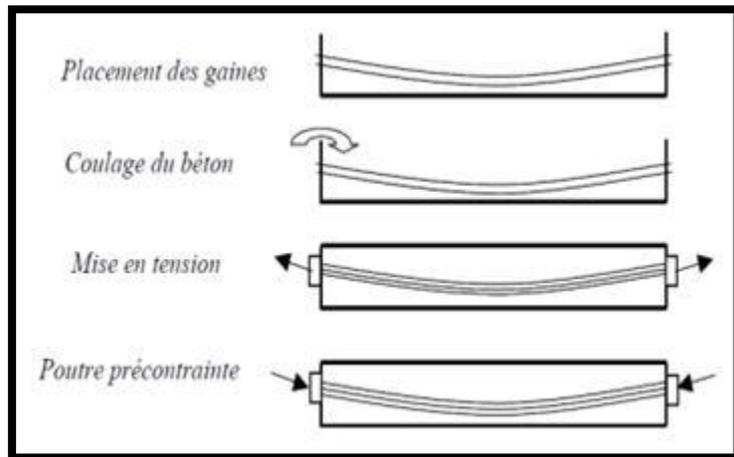


Figure 5. 6:les étapes générales pour la post-tension.

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (Actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif -passif). (Figure 5.7)

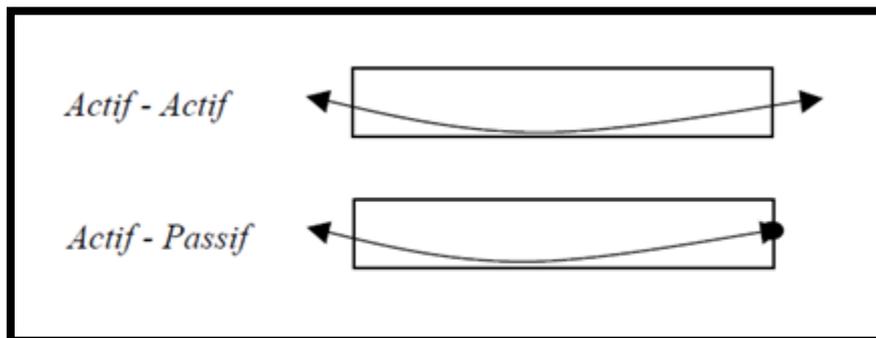


Figure 5. 7:les deux modes de mis en tension.

L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure un double rôle:

- La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.
- L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

L'opération de l'injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures

Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants:

- avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte.
- conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise.
- après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement
- L'adhérence de l'armature au béton.
- présenter un retrait minimal.ne pas être agressif vis-vis de l'acier du
- Précontrainte.

Le produit d'injection était autrefois un mortier formé de ciment, de sable et de l'eau; aujourd'hui le sable est à peu près complètement abandonné, au profit de coulis de ciment CPA, comportant un adjuvant.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

### 5.3.3. COMPARAISON DES DEUX PROCÉDES :

Une comparaison entre les deux procédés (post-tension et pré-tension) permet de constater les observations suivantes :

#### a) Pré-tension :

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

#### b) Post-tension :

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

A côté de ces procédés classiques, il existe des procédés spéciaux qui sont réservés à certains ouvrages ou qui font appel à d'autres principes pour la mise en tension:

- Précontrainte par enroulement
- Précontrainte par compression externe
- Mise en tension par dilatation thermique
- Mise en tension par expansion du béton

# ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

## 5.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE SUIVANT LES REGLES DE B.P.E.L :

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée (la poutre central à mi-travée) ; le moment maximal à mi-travée à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{\max} = 6.7167 \text{ MN.m} \\ M_{\min} = 3.8494 \text{ MN.m} \end{cases} \text{ d'où } \Delta M = 2.8673 \text{ MN.m}$$

### 5.4.1 Hypothèse de calcul

- précontrainte par post-tension
- Classe II de précontrainte
- Torons utilisés 12T15,  $p_0 = 1416 \text{ Mpa}$ ,  $f_{peg} = 1623 \text{ Mpa}$ ,  $f_{prg} = 1814 \text{ Mpa}$ .

Tableau 5. 1: Les caractéristiques de la poutre à mi-travée

	Unités	Poutre préfabriquée
$Cdg = \mu_{\Delta} / B = V$	cm	80.2
$V' = h - V$	cm	69.8
$I_G = I_{\Delta} - BV^2$	cm <sup>4</sup>	14184530.05
$I_G / v$	cm <sup>3</sup>	176864.46
$I_G / v'$	cm <sup>3</sup>	203216.76
$\rho = i^2 / (vv') = (IG / B) / (vv')$	/	48.66%
$C = \rho \times V$	Cm	39.03
$C' = \rho \times V'$	Cm	33.96
$d' = H_t - 0.9H_t$	Cm	15
$M_{\max}$ (moment maximum à l'ELS)	t.m	671.67
$M_{\min}$ (moment maximum sous G à l'ELU)	t.m	384.94
$M_Q = M_{\max} - M_{\min}$	t.m	286.73

### 5.4.2 Calcul de la face de la précontrainte :

Généralement, pour les poutres des ponts on prend la classe II pour vérifier leur résistance.

$$p_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{S}{h} (\overline{\sigma}_{ti} \times V + \overline{\sigma}_{ts} \times V')$$

Avec :  $\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$

$M_{\max}$ : Moment dû à la charge permanente plus la surcharge.

$M_{\min} = M_G$ : Moment dû à la charge permanente.

$M_Q$ : Moment dû à la surcharge.

$\rho$ : Rendement géométrique.

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

S : Section de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$\overline{\sigma}_{ti}$ : Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\overline{\sigma}_{ts}$ : Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

$$\overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{ci} = 0.5f_{c28} = 17.5 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06f_{c28}) = -2.7 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$p_1 = \frac{2.867}{0.4866 \times 1.5} + \frac{0.5207}{1.5} (-2.7 \times 0.8 + (-4.05) \times 0.69) = 2.20 \text{ MN}$$

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot S \cdot V \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

Avec :

D' : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure.

$$p_2 = \frac{6.716 + 0.4866 \times 0.5207 \times 0.8 \times (-2.7)}{0.4866 \times 0.8 + 0.698 - 0.15}$$

$$P_{\text{sur}} = 6.1 \text{ MN.}$$

$$P = \max(p_1 ; p_2)$$

$$P = \max(2.2 ; 6.1)$$

On prend  $P = 6.58 \text{ MN}$

Donc la section est sur critique.

**L'excentricité « e0 » :**

$$e_0 = -v + d'$$

$$e_0 = -0,652 \text{ m}$$

### 5.4.3 Détermination du nombre de câbles :

Fixons à priori l'intensité des pertes ( $\Delta P$ ) à 25% de la tension initial  $P_0$ , en tenant compte de ces pertes, la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P}{0.98 - 1.2 \frac{\Delta P}{P_0}}$$

$$\text{Avec } \Delta p = 0.25p_0 \quad \text{donc } : p_0 = 8.97 \text{ MN}$$

Nombre de câble :

$$n = \frac{P_0}{p}$$

Avec :

P : Précontrainte développées pour un câble  $p = \sigma_{p_0} \cdot A_p$

$\sigma_{p_0}$  : Contrainte à l'origine  $\sigma_{p_0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9 f_{peg})$

$f_{peg}$  : Contrainte garantie à la ruine.

$f_{prg}$  : Contrainte garantie élastique.

Dans notre projet, nous avons choisi le type d'acier 15T12 à T.B.R (très basse relaxation) en classe de résistance III, dont ses caractéristiques sont :

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{peg} = 1623 \text{ Mpa.} \\ f_{prg} = 1814 \text{ Mpa.} \\ A_p = 1688 \text{ mm}^2. \end{array} \right. \quad \text{Donc : } \sigma_{p_0} = 1451.2 \text{ Mpa.}$$

$$P = 1451.2 \times 1688 \times 10^{-6} = 2.42 \text{ Mpa.}$$

$$n = \frac{p_0}{p} = \frac{9.68}{2.42}$$

$$n = 3.70$$

On prend le nombre des câbles est égale à 4.

La nouvelle valeur de la précontrainte :

$$P_0 = n \cdot P \quad P_0 = 4 \times 2.42 \quad P_0 = 9.68 \text{ Mpa}$$

Tableau 5. 2: Récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte $P_{max} = P_{sur}$ (MN)	L'excentricité « e0 »	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P0 (MN)
8.97	-0.652	4 (12T15)	9.68

### 5.4.4 Vérification à l' ELS :

#### a) La mise en tension

$$P_1 = 1.02 \times 8.97 - 0.80 \times 0.1 \times 8.97 = 8.43$$

$$P_2 = 0.98 \times 8.97 - 1.20 \times 0.1 \times 8.97 = 7.71$$

Tableau 5. 3: combinaison La mise en tension de P1

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:		
$p_1/B$	$p_1 * e * V / I$	$M_{min} * V / I$
10.5	26.25	19.05
$p_1/B$	$p_1 * e * V / I$	$M_{min} * V / I$
10.5	30.44	23.26

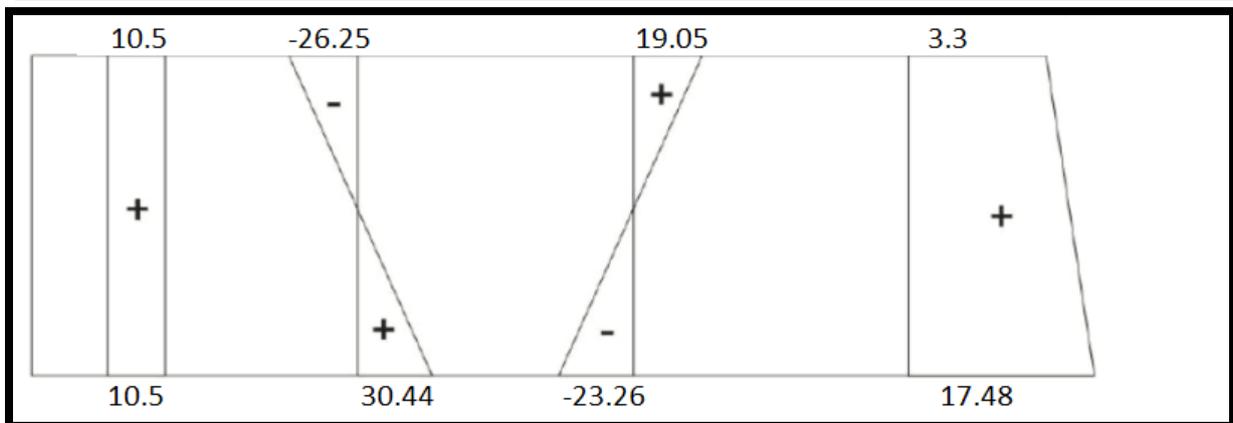


Figure 5. 8: Diagramme de la combinaison La mise en tension de P1

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE

Sous P1 :

3.3 Mpa. > = - 4.05 Mpa.....condition vérifiée.

17.48 Mpa. < = 17.5 Mpa.....condition vérifiée.

Tableau 5. 4: combinaison La mise en tension de P2

COMBIAISON QUASI PERMANENTE:		
$p_2/B$	$p_2 * e * V' / I$	$M_{min} * V' / I$
9.75	24.36	19.05
$p_2/B$	$p_2 * e * V' / I$	$M_{min} * V' / I$
9.75	28.43	23.26

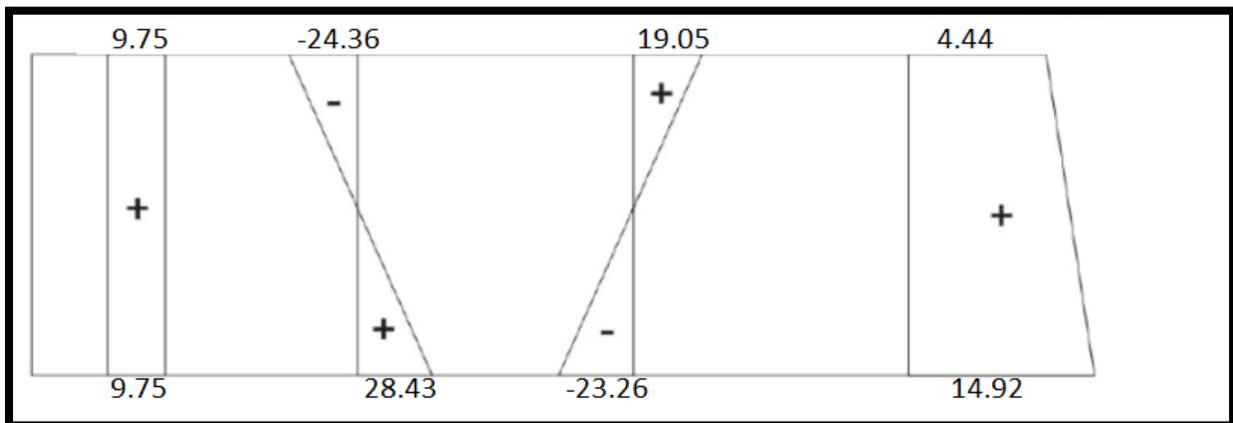


Figure 5. 9: Diagramme de la combinaison La mise en tension de P1

Sous P2 :

4.44 Mpa. > = - 4.05 Mpa.....condition vérifiée.

14.92Mpa. < = 17.5 Mpa.....condition vérifiée.

➤ Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P1 = 1.02P0 - 0.80\Delta P \qquad P1 = 1.02 \cdot 8.97 - 0.80 \cdot 0.25 \cdot 8.97$$

$$P2 = 0.98P0 - 1.20\Delta P \qquad P2 = 0.98 \cdot 8.91 - 1.20 \cdot 0.25 \cdot 8.97$$

$$P1 = 7.36 \text{ MN.}$$

$$P2 = 6.1 \text{ MN.}$$

**b) Combinaison Quasi-permanente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{p}{B} - \frac{p \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} > \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \\ \frac{p}{B} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} > \overline{\sigma}_{cl} = -17.5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE

Sous  $P_1 = 7.36 \text{ MN}$

Tableau 5. 5: combinaison quasi permanent de P1

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:		
$p_1/B$	$p_1 * e * V / I$	$M_{\min} * V / I$
9.32	22.59	19.05
$p_1/B$	$p_1 * e * V / I$	$M_{\min} * V / I$
9.32	26.58	23.26

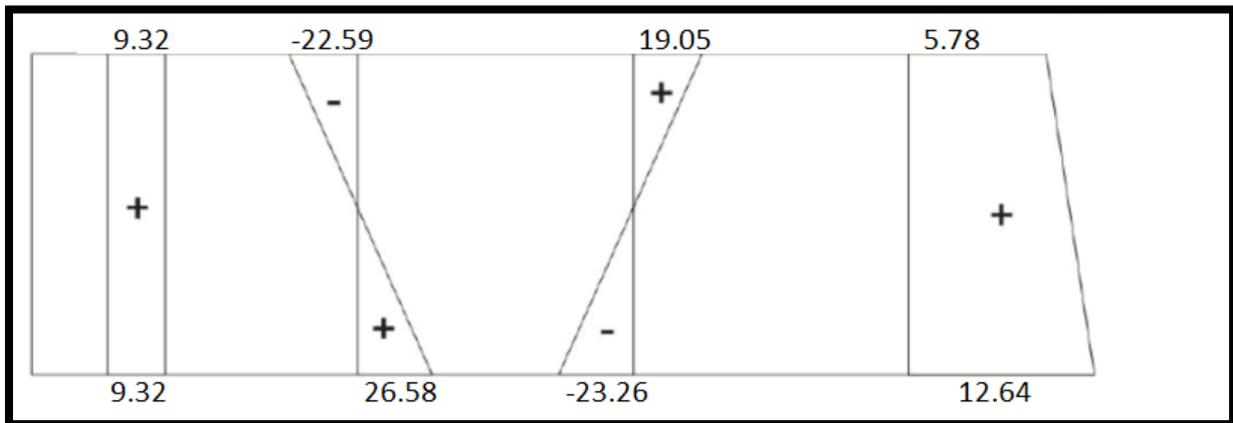


Figure 5. 10: Diagramme de la combinaison quasi permanente de P1

Sous  $P_1$  :

5.78 Mpa.  $> - 4.05 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

12.64 Mpa.  $< = 17.5 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

Sous  $P_2 = 6.1 \text{ MN}$

Tableau 5. 6: combinaison quasi permanent de P2

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:		
$p_1/B$	$p_1 * e * V / I$	$M_{\min} * V / I$
7.72	19.28	19.05
$p_1/B$	$p_1 * e * V / I$	$M_{\min} * V / I$
7.72	22.10	23.26

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINE

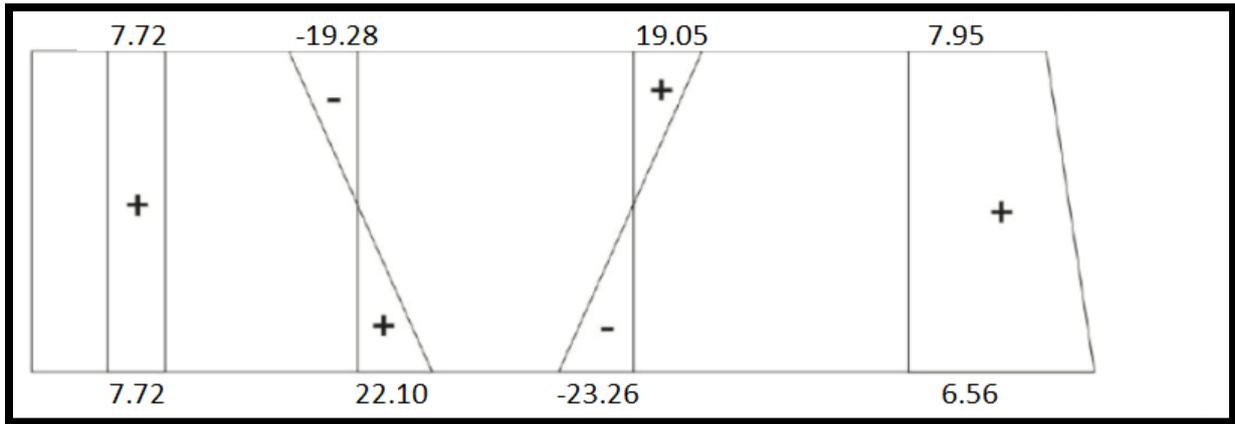


Figure 5. 11: Diagramme de la combinaison quasi permanente de P2

Sous P2 :

7.95 Mpa. > - 4.05 Mpa.....condition vérifiée.

6.56 Mpa. < = 17.5 Mpa.....condition vérifiée.

**c) Combinaison Fréquente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{p}{B} - \frac{p \times e \times V}{I} + \frac{M_{\min} \times V}{I} + \frac{0.72 \times M_Q \times V}{I} > \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{Mpa}$$

$$\frac{p}{B} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{M_{\min} \times V'}{I} - \frac{0.72 \times M_Q \times V'}{I} > \bar{\sigma}_{cl} = -17.5 \text{Mpa}$$

Sous P<sub>1</sub> = 7.36 MN

Tableau 5. 7: combinaison fréquente de P1

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:			
p <sub>1</sub> /B	p <sub>1</sub> *e*V'/I	M <sub>min</sub> *V'/I	0.72*M <sub>Q</sub> *V'/I
10	24.36	19.05	10
p <sub>1</sub> /B	p <sub>1</sub> *e*V/I	M <sub>min</sub> *V/I	0.72*M <sub>Q</sub> *V/I
10	28.43	23.26	11.5

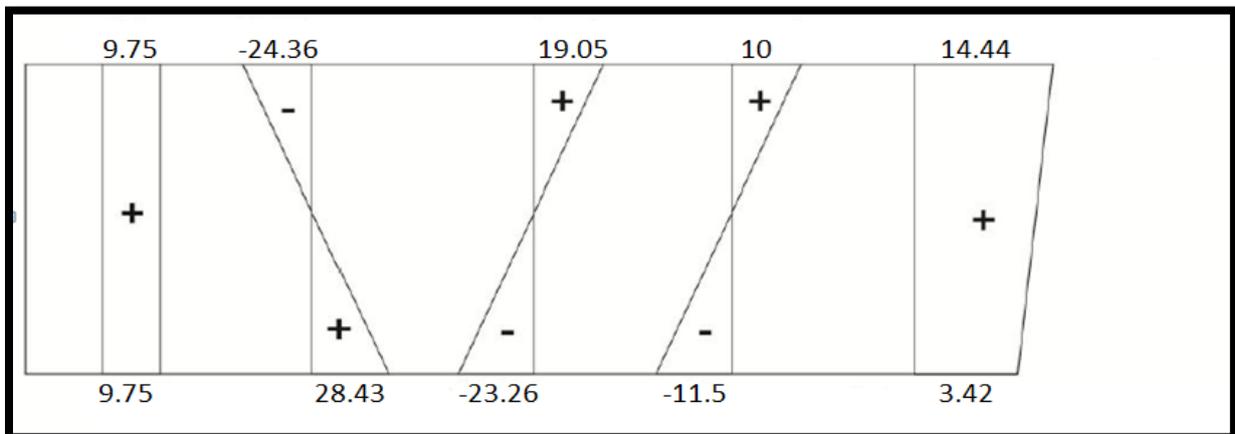


Figure 5. 12: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1

# ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

Sous P1 :

14.44 Mpa. > = - 4.05 Mpa.....condition vérifiée.

3.42 Mpa. < = 17.5 Mpa.....condition vérifiée.

Sous P<sub>2</sub> =6.1 MN

Tableau 5. 8: combinaison fréquente de P2

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:			
p <sub>2</sub> /B	p <sub>2</sub> *e*V'/l	M <sub>min</sub> *V'/l	0.72*M <sub>Q</sub> *V'/l
7.72	19.28	19.05	10
p <sub>2</sub> /B	p <sub>2</sub> *e*V/l	M <sub>min</sub> *V/l	0.72*M <sub>Q</sub> *V/l
7.72	22.10	23.26	11.5

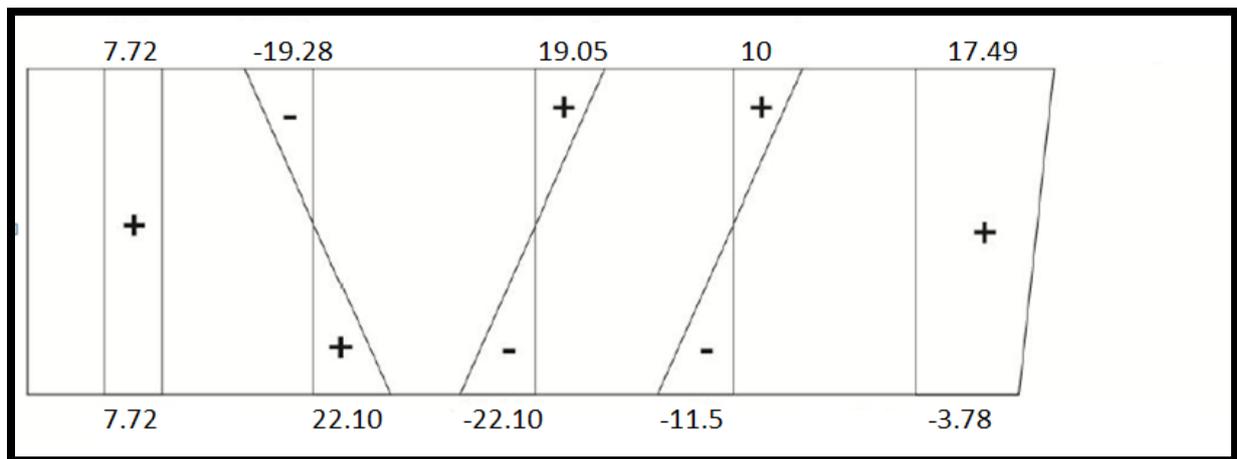


Figure 5. 13: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P2

Sous P2 :

17.48 Mpa. > = - 4.05 Mpa.....condition vérifiée.

-3.78 Mpa. < = 17.5 Mpa.....condition vérifiée.

**d) Combinaison Rare :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{p}{B} - \frac{p \times e \times V}{I} + \frac{M_{\min} \times V}{I} + \frac{1.2 \times M_Q \times V}{I} > \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{Mpa}$$

$$\frac{p}{B} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{M_{\min} \times V'}{I} - \frac{1.2 \times M_Q \times V'}{I} > \bar{\sigma}_{cl} = -17.5 \text{Mpa}$$

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

Sous  $P_1 = 7.94 \text{ MN}$

Tableau 5. 9: combinaison fréquente de P1

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:			
$p_1/B$	$p_1 * e * V'/l$	$M_{\min} * V'/l$	$1.2 * M_Q * V'/l$
9.75	24.36	19.05	13.68
$p_1/B$	$p_1 * e * V/l$	$M_{\min} * V/l$	$1.2 * M_Q * V/l$
9.75	28.43	23.26	16.13

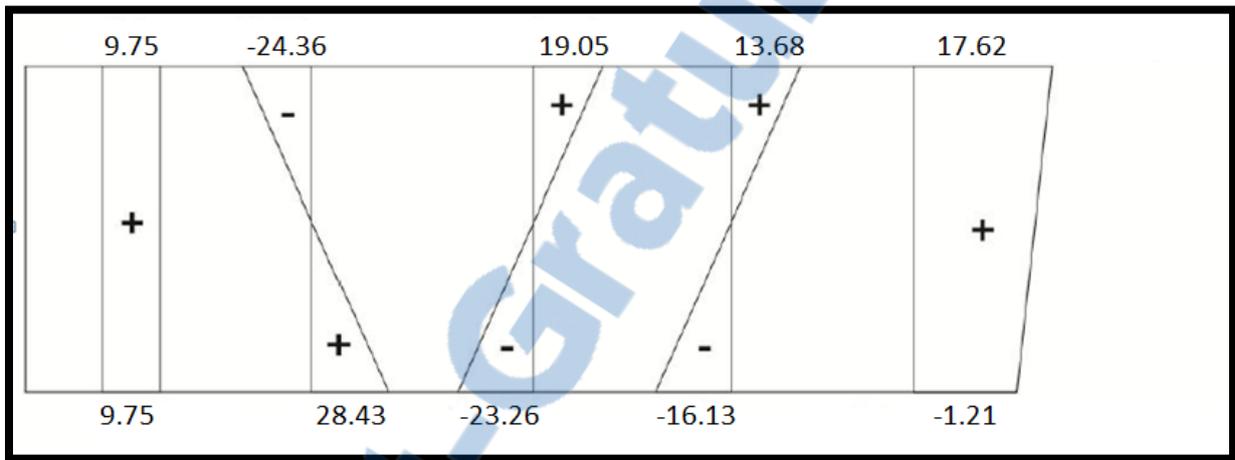


Figure 5. 14: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1

Sous  $P_1$  :

17.62 Mpa.  $\geq -4.05 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

-1.21 Mpa.  $\leq 17.5 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

Sous  $P_2 = 6.1 \text{ MN}$

Tableau 5. 10: combinaison fréquente de P2

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:			
$p_1/B$	$p_1 * e * V'/l$	$M_{\min} * V'/l$	$1.2 * M_Q * V'/l$
7.72	19.28	19.05	13.68
$p_1/B$	$p_1 * e * V/l$	$M_{\min} * V/l$	$1.2 * M_Q * V/l$
7.72	22.10	23.26	16.13

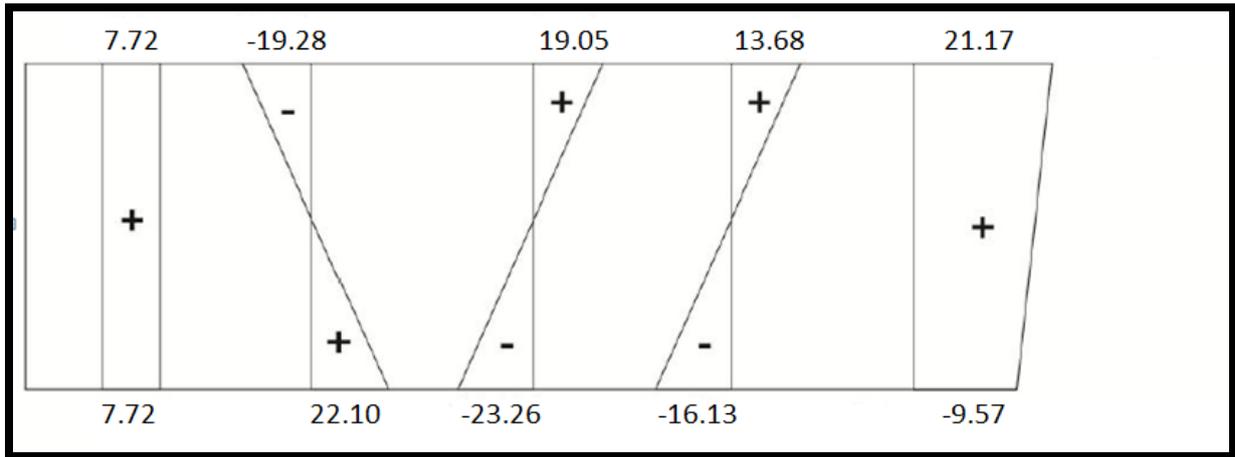


Figure 5. 15: Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1

Sous P2 :

21.17 Mpa. > = - 4.05 Mpa.....condition vérifiée.

-9.57 Mpa. < = 17.5 Mpa.....condition vérifiée.

Non vérifier a besoin de ferrailage passif.

### 5.4.5 Vérification à l' E.L.U

La vérification à l'ELU se fait pour une section médiane, nous avons pris pour le calcul une section équivalente.

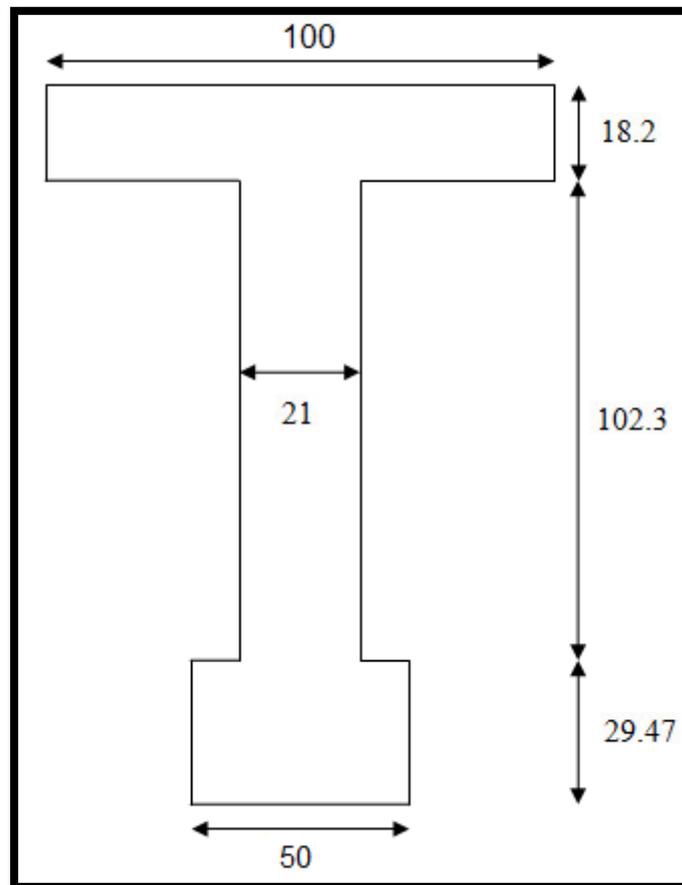


Figure 5. 16: Section équivalente

Moment ultime :

$$M_U = 9.0306 \text{ MN.m}$$

**a) La contrainte du béton :**

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 19.83 \text{ Mpa}$$

**b) Calcul du moment résistant :**

$$M_t = 0.8 \times b \times h_0 \times \sigma_{bcu} \left( d - \frac{0.8 \times h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.8 \times 2.5 \times 0.435 \times 19.83 \times \left( 1.575 - \frac{0.8 \times 0.435}{2} \right)$$

$$M_t = 24.17 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 24.17 > M_u = 9.03$$

Donc : l'axe neutre est dans la table.

Dans ce cas, on considère que :

$$M_n = M_u$$

La section de la poutre, une section rectangulaire (b x h).

**c) Calcul du moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{9.03}{2.5 \times 1.575^2 \times 19.83}$$

$$\mu_u = 0.073$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073})$$

$$\alpha = 0.095$$

$\varepsilon_b$  : Raccourcissement du béton ( $\varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰}$ ).

$$\nabla_{\varepsilon} = \varepsilon \times \frac{1-\alpha}{\alpha}$$

$$\nabla_{\varepsilon_3} = 21.33 \text{ ‰} > 10 \text{ ‰} \quad ; \text{ limitons } \nabla_{\varepsilon_3} = 10 \text{ ‰}.$$

**d) Détermination de  $\sigma_1$  et  $\varepsilon_1$  :**

$$\sigma_1 = \frac{P_m}{A_p}$$

Avec :

$P_m$  : Précontrainte moyenne.

$A_p$  : Section totale des aciers actifs.

$$p_m = \frac{p_1 + p_2}{2}$$

$$p_m = \frac{7.94 + 6.58}{2} = 7.26 \text{ MN}$$

$$\sigma_1 = \frac{7.25}{4 \times 1668 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_1 = 1086.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = 1086.63 \text{ Mpa} < \sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_p} = \frac{1086.63}{1.90 \times 10^5} \quad \longrightarrow \quad \varepsilon_1 = 5.72 \text{ ‰}$$

*Rapport-gratuit.com*



LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**e) Détermination de  $\sigma_2$  et  $\varepsilon_2$  :**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \nabla\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c$$

$\sigma_c$  : La contrainte du béton au niveau du câble.

$$\sigma_c = \frac{p_m}{B} + \frac{p_m \times e^2}{I} - \frac{M_{\min} \times e}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{7.26}{0.5207} + \frac{7.26 \times 0.652^2}{0.144} - \frac{3.85 \times 0.652}{0.144}$$

$$\sigma_c = 17.94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 1086.63 + 5 \times 17.94$$

$$\sigma_2 = 1179.33 \text{ Mpa} < \sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{1179.33}{1.90 \times 10^5} \quad \longrightarrow \quad \varepsilon_2 = 6.207\text{‰}$$

**f) Détermination de  $\sigma_3$  et  $\varepsilon_3$  :**

$$\sigma_3 = \varepsilon_1 + \nabla\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_3 + \Delta\varepsilon_3$$

$$\varepsilon_3 = 5.72 + 10 = 15.72\text{‰} > 10\text{‰} \quad \longrightarrow \quad \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p} \quad \longrightarrow \quad \sigma_3 = \varepsilon_3 \times E_p$$

Par approximation on a :  $\sigma_3 = 2986.8 \text{ Mpa}$ .

**g) Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire :**

$$A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3}$$

Avec :  $F_b = 0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bcu}$

$$F_b = 0.8 \times 0.095 \times 2.5 \times 1.575 \times 19.83$$

$$F_b = 5.93 \text{ MN.m}$$

$$\frac{F_b}{\sigma_3} = \frac{5.93}{2986.8} = 1.99 \times 10^{-3}$$

$$6.12 \times 10^{-3} \geq 1.99 \times 10^{-3} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**h) Tracé des câbles de la précontrainte :**

➤ **Equations des câbles :**

On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passe par le milieu de la poutre.

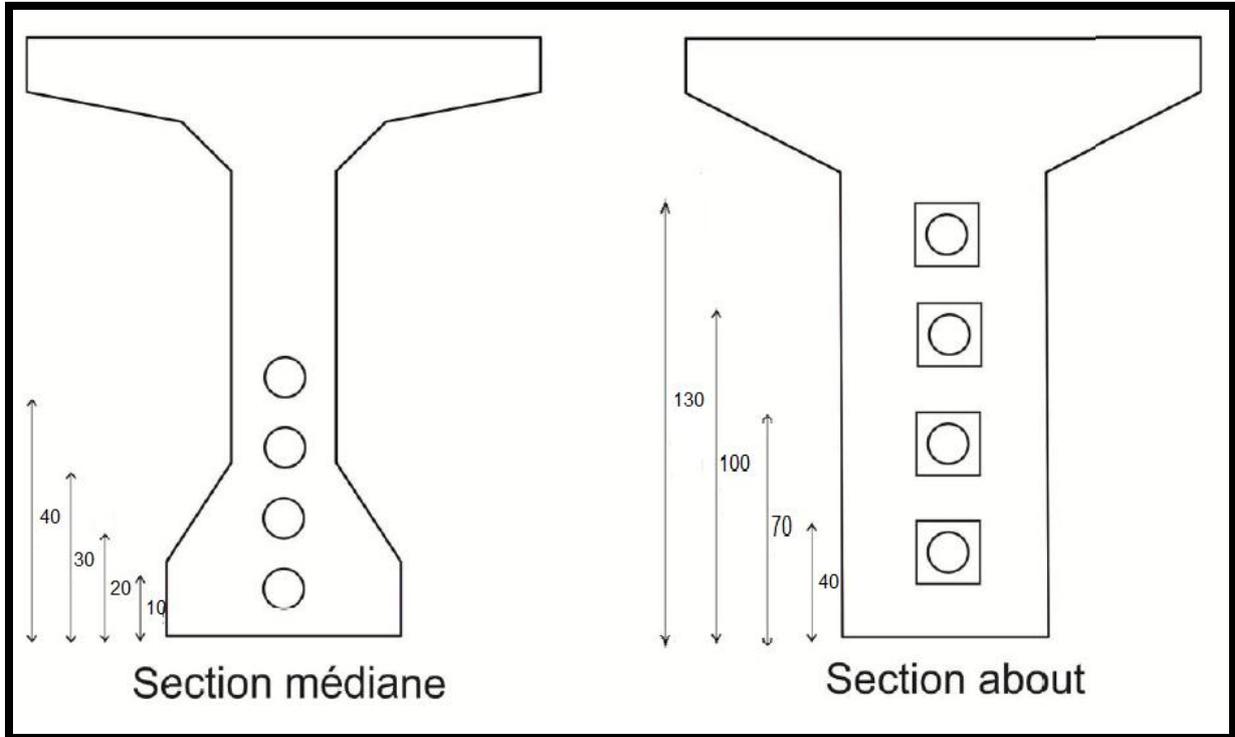


Figure 5. 17: L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre

L'équation des câbles serait alors de la forme :  $y = ax^2 + b$

Câble 01 :

$X=0 \quad \longrightarrow \quad y=b=0.1$

Pour  $X=L/2 = 16.70\text{m} \quad \longrightarrow \quad y=0.4=a \times 16.70^2 + 0.1$

$a=0.0010$

Câble 01  $y_1 = 0.00108 x^2 + 0.1$

De même les équations des autres câbles seraient donc

➤ Câble 02  $y_2 = 0.00179 x^2 + 0.2$

➤ Câble 03  $y_3 = 0.00251 x^2 + 0.3$

➤ Câble 04  $y_4 = 0.00323 x^2 + 0.4$

Tableau 5. 11 : Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure

X	0	3.75	7.5	11.25	15
Câble 01	0.1	0.114	0.156	0.226	0.325
Câble 02	0.2	0.225	0.3	0.427	0.6
Câble 03	0.3	0.333	0.441	0.618	0.865
Câble 04	0.4	0.445	0.581	0.809	1.127

## 5.4.6 Les pertes de la précontrainte

Pour éviter toute rupture de la poutre au cours du temps, nous sommes obligés d'estimer les différentes pertes qui peuvent exister.

### a) Les Pertes instantanées :

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

#### Les pertes de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur par la relation :

$$\sigma_{pfr}(X) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha_1 + \rho x)}$$

$$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} - \sigma_{pfr}(X)$$

e : La base de logarithmes népériens.

$\sigma_{p0}$ : La tension à l'origine

f : Coefficient de frottement en courbe rd-1.

$\alpha_1$ : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

$\rho$ : Coefficient de frottement en ligne (m-1).

x: La distance de la section considérée (m).

Pour cette vérification on prend le câble moyen (câble 03).

$$Y = 0.00251x^2 + 0.3$$

$$\alpha_1 = 0.0050 x$$

D'après le B.P.E.L :

$$\rho = 0.002m^{-1}$$

$$F = 0.20$$

Tableau 5. 12: Perte due aux frottements

X(m)	0	7.5	15	22.5	30
$\alpha_1$	0	0.0375	0.075	0.1125	0.15
$f\alpha_1 + \rho x$	0	0.0225	0.056	0.0675	0.09
$\sigma_{pfr}(X)$	1416	1384.5	1338.8	1323.6	1294.1
$\Delta\sigma_{frott}$	0	31.5	62.3	92.4	121.9

## Les pertes de tension par recul d'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

Avec :

G : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier

$g \times E_p = 0.006 \times 1.90 \ 105 = 1140 \text{ MN/m}$ .

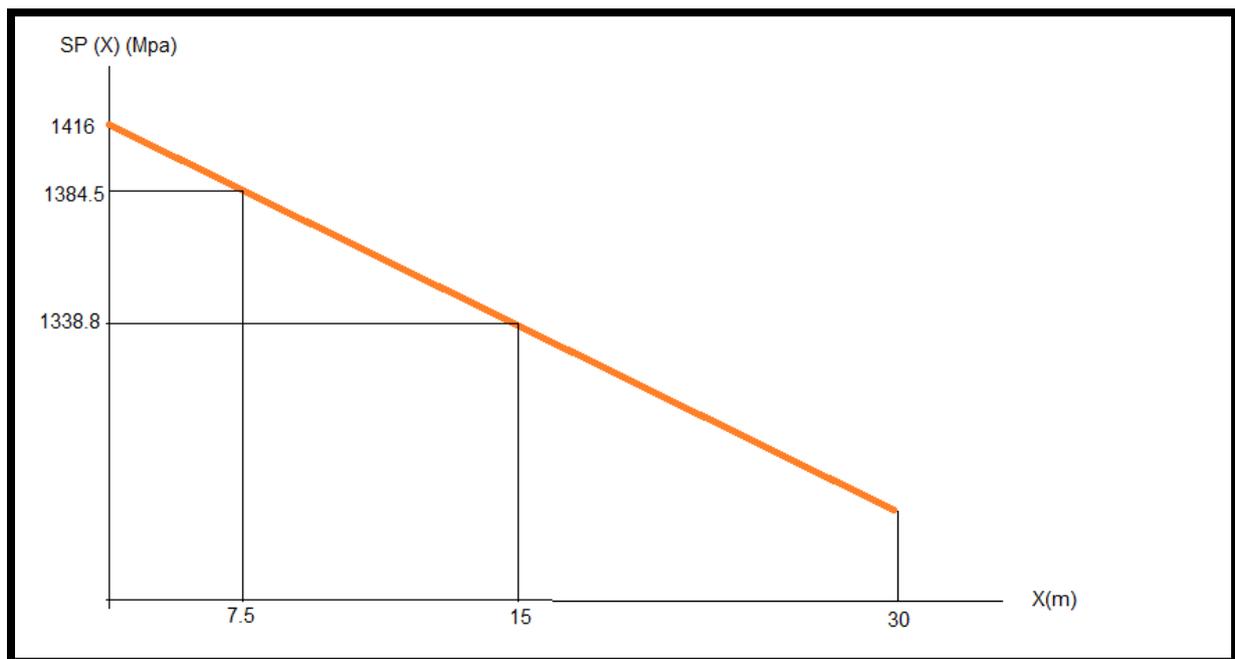


Figure 5. 18: Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble

Pour :  $x=L/4=7.5\text{m}$

$$A_1 = (1416 - 1384.5) \times 2 \times 7.5 / 2 = 236.25 \text{ m}^2$$

Pour :  $x=L/2=15\text{m}$

$$A_2 = (1416 - 1338.8) \times 2 \times 15 / 2 = 1158 \text{ m}^2$$

$$A_1 \leq g \times E_p \leq A_2$$

$236.25 \leq 1140 \leq 1158$  ..... l'effet de recul d'ancrage se fait sentir entre  $L/4$  et  $L/2$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times l_{AB}}{\Delta \sigma_{AB}}} = \sqrt{\frac{1140 \times 15}{1416 - 1338.8}} = 14.88 \text{ m}$$

$d < l/2$        $\longrightarrow$       On tire les câbles des deux extrémités.

$$\frac{\sigma_{p0} - \sigma_p(d)}{\sigma_{p0} - \sigma_p(15)} = \frac{d}{15}$$

$$\sigma_p(d) = \frac{-14.88 \times (1416 - 1338.8)}{15} + 1416$$

$$\sigma_p(d) = 1339.41$$

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE

$$\sigma_{pog} = \sigma_{p0} - \frac{2g \times E_p}{d} = 1416 - \frac{2 \times 0.006 \times 1.9 \times 10^5}{14.88} = 1262.77 \text{ Mpa}$$

Tableau 5. 13: Perte dues au glissement

X	0	7.5	15	22.5	30
$\Delta\sigma_g$ (Mpa)	153.23	90.23	13.73	0	0

### ✚ Caractéristiques géométriques des sections

X = 0.00L

Tableau 5. 14: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.00L

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ (cm <sup>3</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )	IΔ (cm <sup>4</sup> )
Section brute	7505	/	590343.3	/	61677689.2
Gaines	200.96	78.60	15795.46	401.92	726369.9
Section nette	7304.04	/	574547.84	/	60951319.3

$$V = S/\Delta / B = 78.67 \text{ cm.}$$

$$V' = h - V = 71.34 \text{ cm}$$

$$IGN = I/\Delta - B V^2 = 15758334.34 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.3844$$

X = 0.50L

Tableau 5. 15: Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.25L

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ (cm <sup>3</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )	IΔ (cm <sup>4</sup> )
Section brute	4949.65	/	396961.93	/	45292354.21
Gaines	200.96	79.32	15940.15	803.84	725707.48
Section nette	4748.69	/	381021.78	/	44566646.73

$$V = S/\Delta / B = 80.24 \text{ cm.}$$

$$V' = h - V = 69.76 \text{ cm}$$

$$IGN = I/\Delta - B V^2 = 13992407.51 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = IG / (V \times V' \times B) = \mathbf{0.5238}$$

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE

Tableau 5. 16: Caractéristiques géométriques des sections à  $X = 0.50L$

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ (cm <sup>3</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )	IΔ (cm <sup>4</sup> )
Section brute	4949.65	/	396961.93	/	45292354.21
Gaines	200.96	80.16	16108.95	803.84	296052.04
Section nette	4748.69	/	380852.98	/	44996302.17

$$V = S/\Delta / B = 80.22 \text{ cm.}$$

$$V' = h - V = 69.78 \text{ cm}$$

$$IGN = I/\Delta - B V^2 = 14437302.45 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.5031$$

### 🔗 Pertes dues aux raccourcissements instantanés du béton

$$\sigma_{\text{rac}} = \frac{n-1}{2 \times n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b = \frac{3}{8} \times \frac{1.9 \times 10^5}{11000 \sqrt[3]{35}} = 2.00 \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_p^2}{I} - \frac{M_g \times e_p}{I}$$

$$p = A_p (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\text{ins}})$$

### 🔗 Détermination de l'excentricité « $e_p$ »

Pour les calculs on utilise les sections nettes :

$$e_p = V - Y_G$$

Tableau 5. 17: Section nette de la poutre

X (m)	B (cm <sup>2</sup> )	V' (m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$e_p$ (m)
0	7404.16	0.7858	0.7142	0,1703	0,01
7.5	4747.97	0.8106	0.6894	0,1440	0,04
15	4747.97	0.8198	0.6802	0,1440	0.02
22.5	4747.97	0.8106	0.6894	0,1440	0.04
30	7404.16	0.7858	0.7142	0,1703	0,01

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE

Tableau 5. 18: Les pertes dues à la déformation du béton + raccourcissement élastique

X(m)	0	7.5	15	22.5	30
p	8.526	8.952	9.268	8.952	8.526
E <sub>p</sub>	0.01	0.04	0.02	0.04	0.01
M <sub>g</sub>	0	1.34	1.56	1.34	0
I	0.1703	0.144	0.144	0.1703	0.144
σ <sub>b</sub> (x)	11.52	18.58	19.4	18.58	208.98
Δσ <sub>el</sub>	23.04	37.16	38.8	37.16	38.8

### Les pertes instantanées

Tableau 5. 19: Les pertes instantanées

X (m)	0	7.5	15	22.5	30
Δσ <sub>fr</sub>	0	31.5	62.3	31.5	0
Δσ <sub>g</sub>	153.23	90.23	13.73	90.23	153.23
Δσ <sub>el</sub>	23.04	37.16	38.8	37.16	23.04
Δσ <sub>i</sub>	176.27	158.89	114.83	158.89	176.27
Δσ <sub>i</sub> /Δσ <sub>p0</sub>	12.66	11.22	10.22	11.22	12.66

### b) Les Pertes différées :

Elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton au cours du temps et comprennent :

#### Pertes par retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps ; dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. La valeur de la perte de précontrainte vaut :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \times (1 - r(j)) \times E_p$$

Avec :

ε<sub>r</sub> : Le raccourcissement d'une poutre, la valeur est prise par le BPEL en fonction du climat     ε<sub>r</sub> = 2.5 10<sup>-4</sup>

$$r(j) = \frac{j}{1+9 \times r_m}$$

Avec :

j : Age du béton à la date de la mise en tension.

r<sub>m</sub> : Rayon moyen de la pièce en cm.

$$r_m = \frac{S_{brute}}{\text{perimètre}} = \frac{5207}{523.04} = 9.96 \text{ cm}$$

$$r(28) = \frac{28j}{1+9 \times 9.96} = 0.31$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2.5 \times 10^{-4} \times (1 - 0.31) \times 1.5 \times 10^5$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 32.78 \text{ Mpa}$$

**🔧 Pertes par relaxation des aciers :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

A la relaxation normale « RN »

Très basse relaxation « TBR »

Compte tenu de faible différence des couts existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible fait choisir en général

« TBR »

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en pourcentage

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6}{100} \rho_{1000} \times (u - u_0) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\sigma_{pi}$ : La tension initial de l'acier c.-à-d. après perte instantané

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$$

$$u = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

$u_0$ : Un coefficient pris égal à 0.43

Tableau 5. 20: Perte due à la relaxation des aciers

X(m)	0	7.5	15	22.5	30
$\sigma_{pi}$	1239.73	1257.11	1301.17	1257.11	1239.73
u	0.7	0.71	0.74	0.71	0.7
$\Delta\sigma_{rel}$	50.20	52.80	60.50	52.80	50.20

**🔧 Pertes dus aux fluages du béton :**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps ; on constate que la déformation totale augmente et atteindre trois fois la déformation instantanée.

Pour le calcul du fluage, on va considérer les caractéristiques géométriques brutes ; après injection de la coulisse c.-à-d. poutre + hourdis.

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE

Tableau 5. 21: Section nette de la poutre + dalle

X(m)	0	7.5	15	22.5	30
B (m <sup>2</sup> )	1.3755	1.119965	1.119965	1.119965	1.3755
V(m)	1.19	1.28	1.28	1.28	1.19
V'(m)	0.56	0.47	0.47	0.47	0.56
I (m <sup>4</sup> )	0.226	0.179	0.179	0.179	0.226
E <sub>p</sub> (m)	0.404	0.7804	0.7888	0.7804	0.404

$$\Delta\sigma_{\text{fluage}} = 2.5 \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b = 13.35 \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p \times E_p^2}{I} - \frac{M_g \times E_p}{I}$$

Exemple :

$$X=0 ; M_g=0$$

$$p = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{fr}} - \Delta\sigma_{\text{ret}} - \frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{relax}} - \Delta\sigma_{\text{flu}})$$

$$p = 0.006752(1416 - 176.27 - 23.04 - \frac{5}{6}50.20 - \Delta\sigma_{\text{flu}})$$

$$p = 7.93 - 0.006752\Delta\sigma_{\text{flu}}$$

$$\sigma_b = 11.38\text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{fluage}} = 151.923\text{Mpa}$$

Tableau 5. 22: Récapitulatif des pertes (Mpa)

X(m)	0	7.5	15	22.5	30
$\Delta\sigma_{\text{rel}}$	50.20	52.80	60.50	52.80	50.20
$\Delta\sigma_{\text{relax}}$	23.04	37.16	38.8	37.16	23.04
$\Delta\sigma_{\text{flu}}$	151.923	271.42	276.60	271.42	151.923
$\Sigma p_d$	225.163	361.38	375.8	361.38	225.163
Pertes instantanées totale	176.27	158.89	114.83	158.89	176.27
Pertes différées total	225.163	361.38	375.8	361.38	225.163
Pertes total	401.43	520.25	490.63	520.25	401.43
% des pertes	17.19	22.29	21.02	22.29	17.19

Perte moyen=19.98%

Donc la valeur moyenne des pertes calculées : 19.98% < 25% qui est la valeur des pertes proposé au début du calcul de la précontrainte.

Si on prend 19.98% des pertes retranchant de la force de précontrainte, la force devient plus grande, donc avec cette valeur des pertes on restant toujours dans le domaine des contraintes admissibles

### 5.4.7 Vérification de la flexion à mi- travée :

#### ✚ Calcul aux ELS :

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

-Phase 1 : A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le

B.P.E.L donne  $P_{max} = 1,02p_0 - 0,8\Delta p_i$

- Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et déférées

#### ✚ A la mise en tension.

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette

#### ✚ La détermination de l'excentricité «e<sub>p</sub>».

Tableau 5. 23 : Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections

X (m)	B (cm <sup>2</sup> )	V (m)	V' (m)	I (m <sup>4</sup> )	e <sub>p</sub> (m)
0	7404.16	0.7858	0.7142	0,1703	0,01
7.5	4747.97	0.8106	0.6894	0,1440	0,04
15	4747.97	0.8198	0.6802	0,1440	0.02
22.5	4747.97	0.8106	0.6894	0,1440	0.04
30	7404.16	0.7858	0.7142	0,1703	0,01

Il faut vérifier que :

$$\frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \sigma_{ts} = -4.05 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre supérieure.}$$

$$\frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \sigma_{cl} = 17.5 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre inférieure.}$$

Avec  $p_1 = 0.5 (1.02p_0 - 0.8\Delta p_i)$  a la mise en tension en considère 50% de précontraintes.

$p_0 = 9.45 \text{ M.N}$  (la valeur de la précontrainte réelle).

$$\Delta p_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} \times p_0$$

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

Tableau 5. 24: Détermination des contraintes à la mise en tension

X(m)	0	7.5	15	22.5	30
$\Delta\sigma_i$	151.923	271.42	276.60	271.42	151.923
$\Delta p_i$ (Mpa)	1.014	1.810	1.850	1.810	1.014
$p_1$ (MN. m)	4.41	4.10	4.08	4.10	4.08
$M_{min}$ (MN. m)	0	1.135	1.534	1.135	0
$\sigma_s$ (Mpa)	5.40	14.10	16.86	14.10	5.77
$\sigma_i$ (Mpa)	5.82	3.17	-1.32	3.17	6.14

Alors les conditions sont vérifiées.

### En service

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

Tableau 5. 25 : Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite

X(m)	0	7.5	15	22.5	30
B (m <sup>2</sup> )	1.3755	1.119965	1.119965	1.119965	1.3755
V(m)	1.19	1.28	1.28	1.28	1.19
V'(m)	0.56	0.47	0.47	0.47	0.56
I (m <sup>4</sup> )	0.226	0.179	0.179	0.179	0.226
$E_p$ (m)	0.404	0.7804	0.7888	0.7804	0.404

Le B.P.E.L donne  $p_{min} = 0.98 p_0 - 1.2\Delta p$  et on considère les pertes instantanées et différées.

$$\frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \sigma_{ts} = -4.05 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre supérieure.}$$

$$\frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \sigma_{cl} = 17.5 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre inférieure.}$$

$$p_{min} = 0.98 p_0 - 1.2\Delta p_i$$

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE

Tableau 5. 26: Détermination des contraintes à la mise en tension

X(m)	0	7.5	15	22.5	30
$\Delta\sigma_i$	401.43	520.25	490.63	520.25	401.43
$\Delta p_i$ (Mpa)	2.68	3.47	3.27	3.47	2.68
$p_2$ (MN. m)	6.05	5.10	5.34	5.10	6.05
$M_{\min}$ (MN. m)	0	1.640	2.100	1.640	0
$\sigma_s$ (Mpa)	-3.19	21.27	-3.00	21.27	-3.19
$\sigma_i$ (Mpa)	16.30	12.16	15.98	12.16	16.30

### 5.5.8 Ferrailage de la poutre :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées de nuance feE500

#### a) Armature de peau :

##### ✚ Sens longitudinal :

Leur but est de répartir les effets de retrait et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre, un minimum de  $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

On prend  $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

##### ✚ Sens transversal :

On dispose  $2 \text{ cm}^2/\text{m}$  comme ferrailage.

On propose : cadre de  $4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$  avec espacement de 15 cm.

#### b) Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Dans notre cas nous n'avons pas de traction, donc pas d'armature passive mais nous disposerons quand même une section minimale de 0.5% de la section du béton.

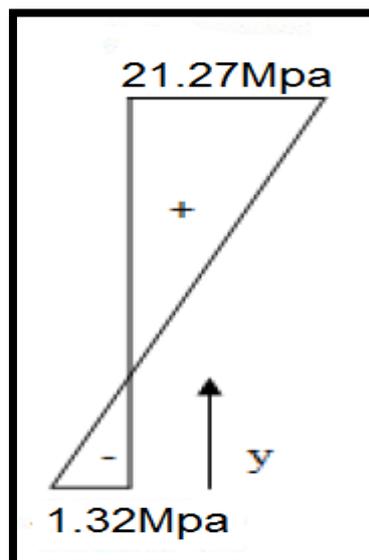


Figure 5. 19: Diagramme des contraintes sous « p2 » (combinaison rare)

$$\text{Soit : } A_{st} = \frac{b_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

$$\sigma_s = 21.27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = -1.32 \text{ Mpa}$$

Calcule de y :

$$1.32/y = 21.27/h-y$$

$$(1.75-y)(1.32) = 21.27y$$

$Y = 0.102 \text{ m} > 5 \text{ cm}$  donc il faut mettre des armatures passives (B.P.E.L)

$$B_t = 0.3068 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{1}{2} \sigma_i \times B_t = 0.2 \text{ M.N}$$

$$A_{st} = \frac{0.3068}{1000} + \frac{0.20 \times 2.7}{500 \times 2.78} = 6.98 \text{ cm}^2$$

On prendra 8HA12 avec une section nominale de  $9.04 \text{ cm}^2$ .

### 5.4.9 Vérification De l'Efforts Tranchants

#### a) Vérification à l'E.L.S

##### ✚ Vérification à LA Contrainte de cisaillement

Vérifier :  $\tau < \min(\tau_1; \tau_2)$

$$\tau = \frac{V}{b_n \times Z}$$

Avec :

V : L'effort tranchant réduit ;

$I_0$  : Le moment d'inertie total de la section / à son CDG ;

$S(y)$  : Le moment statique / à l'axe de la poutre, situé au-dessus de l'ordonnée « y ».

$b(y)$  : La largeur de la section à l'ordonnée « y ».

$$b_n = b_0 - 1/2 \times 0.08 = 0.50 - 0.5 \times 0.08 = 0.46 \text{ m}$$

$$Z = 1.575 \text{ m}$$

$$B_n = b_0 - 0.5 \Phi_g$$

$$V = V_u - p \times \sin \alpha$$

L'inclinaison  $\alpha$  du câble N2

$$Y = a \times x^2 \text{ on prendre } x = 15 \text{ m}$$

$$a = y/x^2 = 0.75/15^2 = 3.33 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \tan^{-1} 2 \times a \times x = \tan^{-1}(2 \times 3.33 \times 10^{-3} \times 15) = 5.7^\circ$$

$$V = 0.989 \text{ M.N}$$

$$P = 0.5 (1.02 p_0 - 0.8 \Delta p_i) = 4.41$$

$$V = 0.989 - 4.41 \times \sin 5.7 = 0.55$$

$$\tau = \frac{0.55}{0.5 \times 1.575} = 0.698 \text{ M.N}$$

Avec :

$$\tau_1 = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)}$$

$$\tau_1 = 2.93 \text{ Mpa}$$

$$\tau_2 = \sqrt{0.4 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x)}$$

$$\tau_2 = 0.64 \text{ Mpa}$$

Donc :  $(0) = 0.64 \text{ Mpa} \leq \text{Min} (\tau_1; \tau_2) = 0.64 \text{ Mpa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de la compression :

La condition qui doit vérifier est :

$$\sigma_x < 0.4f_{cj}$$

$$\sigma_x = 7.85 \text{ Mpa}$$

$$0.4f_{cj} = 14 \text{ Mpa}$$

$7.85 < 14 \longrightarrow$  condition vérifiée

#### 5.4.10 Vérification à l'ELU :

##### a) Justification de la compression de la bielle du béton :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u < \frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b}$$

$$V_u = 1.331 \text{ M.N}$$

$$P = 7.85 \text{ M.N condition vérifier}$$

$$V_{ru} = V_u - p \times \sin \alpha$$

$$V_{ru} = 1.331 - 7.85 \times \sin 5.7 = 0.55 \text{ M.N}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ru}}{b_n \times Z} = 0.74 \text{ M.N}$$

$$0.74 \text{ M.N} < \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83 \text{ M.N} \longrightarrow$$
 condition vérifier

##### b) Détermination du ferrailage transversal :

On calcule le ferrailage par rapport le cas le plus défavorable (pont chargé).

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left( \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \tan \beta_u$$

##### L'inclinaison des bielles :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = \frac{2 \times 0.74}{7.85} = 0.189$$

$$\beta_u = 5.35^\circ \text{ selon le B.P.E.L } \beta_u \text{ à } 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{0.46 \times S_t} \times \frac{500}{1.15} \geq \left( 0.74 - \frac{2.7}{3} \right) \tan 30$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left( 0.74 - \frac{2.7}{3} \right) \tan 30$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq -9.77 \times 10^{-5}$$

## ETUDE DES POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

Donc on adopte le ferrailage minimum

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 0.4 \frac{0.46 \times 1.15}{500} = 4.23 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme ferrailage : 4T14 = 6.16 cm<sup>2</sup>

 **L'espaceur maximum des cadres :**

$$S_t \leq \text{Min}(0.8h; 3b_0; 1) = \text{Min}(1.2; 1.5; 1)$$

$$S_t = 1\text{m}$$

Tableau 5. 27 : Le résultat de béton précontraint

	U	Résultats
Section	M <sup>2</sup>	0.79
Nombre des câbles	Unité	4
Longueur des câbles	m	122
Ferrailage longitudinales	unité	8T14
Ferrailage transversal	unité	4T14

---

## Chapitre 6

# Etude économique des deux variantes

---

## 6.1 INTRODUCTION

Notre but dans cette étude est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

## 6.2 MANAGEMENT DE PROJET

Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences telles que les contraintes de délais, de coûts et de ressources. (11)

La réalisation d'un projet demande l'application d'un cycle de gestion qui assure une maîtrise efficace du contenu, des délais, des coûts et de la qualité d'un projet, et ce, du moment de sa recevabilité (début du projet) jusqu'à son évaluation finale (fin du projet).

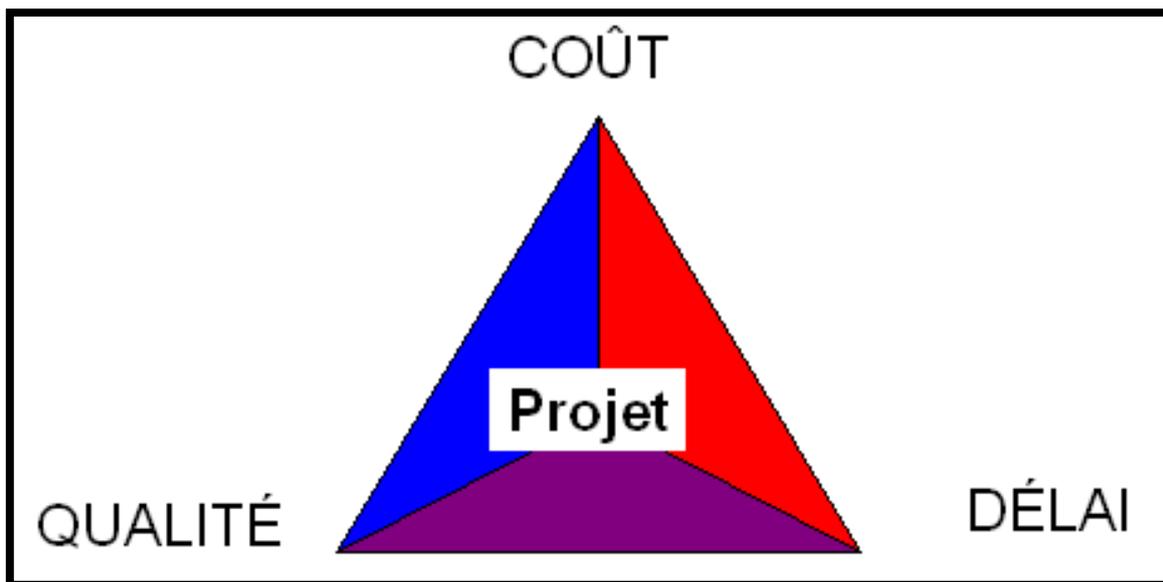


Figure 6. 1: Triangle d'or du projet

### 6.2.1 Gestion des délais

L'objectif de la gestion des délais est d'assurer la réalisation des processus permettant de planifier, dans le temps et en fonction des ressources disponibles, la réalisation des activités du projet. Elle permet notamment de faire ressortir les activités critiques qui déterminent sa durée. Cette gestion assure aussi la maîtrise de l'échéancier afin d'achever le projet dans les délais fixés, cela en tenant compte des développements en cours du projet.

Ce paramètre « délai » sera respecté :

- Si l'on estime avec précision les délais d'approvisionnement et les durées de l'ensemble des tâches du projet, cette bonne estimation reposant sur une connaissance précise du plan de développement du projet.
- Si l'on maîtrise les dépassements de durée (internes et externes) qui peuvent survenir sur la durée du projet, en les analysant et en les renégociant (contrôle des délais),
- Si l'on répercute, dans le calendrier contractuel, toutes les nouvelles demandes exprimées par le client entraînant des écarts par rapport au contrat. (12)

### 6.2.2 Gestion des coûts

La gestion des coûts regroupe les processus requis pour la réalisation de l'estimation des coûts, la budgétisation ainsi que la mise en œuvre des activités nécessaires pour assurer le suivi des coûts, cela dans le but de vérifier s'il y a des écarts entre la réalité et le plan de gestion de projet. Un coût, en gestion de projet, est une dépense consentie en vue de la réalisation d'une activité, d'un projet, ou la valeur des prestations nécessaires à la réalisation d'un projet. Les coûts constituent un domaine sensible continuellement soumis à des pressions internes et externes.

Ce paramètre « cout » sera respecté :

- Si l'on estime avec précision le détail, poste par poste, des couts du projet. Une bonne estimation reposera sur une connaissance précise du développement projet, des achats à réaliser et des tâches à exécuter.
- Si l'on maîtrise les dépassements de couts internes et externes qui peuvent survenir sur la durée du projet en les analysant et en les renégociant (contrôle, des couts).
- Si l'on négocie financièrement toutes les nouvelles demandes exprimées par le client entraînant des écarts par rapport au contrat de départ. (12)

### 6.2.3 Gestion de la qualité

La gestion de la qualité regroupe les processus de contrôle et d'assurance de la qualité.

Les processus de contrôle de la qualité sont en relation avec des normes et s'appliquent à un produit, à un matériau, à un service ou à un bien livrable du projet. Les processus d'assurance de la qualité permettent quant à eux de déterminer les causes des résultats insatisfaisants, de mettre en place les mesures correctives et préventives, et de garantir que les mécanismes d'évaluation de la performance du projet sont adéquats et réalisés. (12)

### 6.3 Cycle de vie de projet

La planification et la mise en œuvre des projets suivent une séquence bien établie, qui débute par une stratégie convenue, qui mène à l'idée d'une action donnée, qui est ensuite formulée, mise en œuvre, et évaluée en vue d'améliorer la stratégie et les interventions futures. (13)

Le projet se compose de cinq phases : Démarrage, Planification, Exécution, maîtrise et Fermeture.

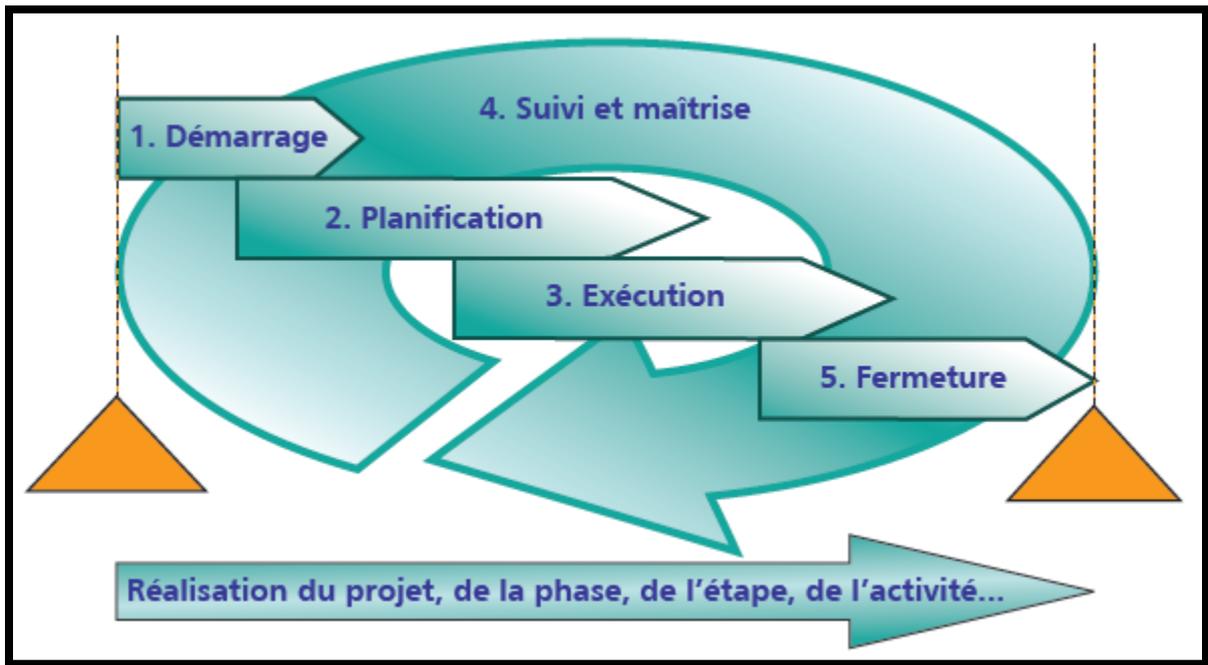


Figure 6. 2: Cycle de vie d'un projet (12)

### 6.3.1 Démarrage

Le démarrage vise d'abord et avant tout à permettre à l'organisation de s'engager en toute connaissance de cause dans un projet. Il a pour objet de définir le projet, notamment en matière de contenu (ce que le projet fera et ne fera pas), de coûts et de délais. Bien qu'exprimés plus en détail pour la phase ou l'étape en cours, ces mêmes objectifs et paramètres sont en premier lieu exprimés pour l'ensemble du projet.

À chacune des phases ou des étapes, le démarrage est l'occasion de prendre connaissance des conclusions et des décisions prises lors des phases ou des étapes précédentes et de confirmer les orientations du projet, en référence aux objectifs initiaux. (12)

### 6.3.2 Planification

La planification permet d'énoncer les grandes lignes de l'ensemble du projet (biens livrables, échéances, etc.) et d'élaborer un plan de projet ayant pour objet de déterminer ce qui doit être fait et par qui. Il s'agit donc de planifier la réalisation du projet en mettant l'accent sur les objectifs, le contenu et le respect des délais et des coûts. Les paramètres issus du démarrage sont ainsi raffinés et détaillés afin d'assurer un niveau de compréhension suffisant et partagé par tous les intervenants du projet. Ce groupe de processus doit permettre la mise en commun des visions et de l'expérience des membres de l'équipe de projet afin de définir les activités du projet et de les organiser à l'intérieur d'une structure de mise en œuvre efficace. (12)

### 6.3.3 Exécution

L'exécution vise essentiellement à assurer la mise en œuvre et l'accomplissement de la planification établie pour réaliser la phase et, conséquemment, le projet. L'exécution couvre l'ensemble des biens livrables du projet. Du point de vue de la gestion de projet, et sans s'y limiter, les processus du groupe « Exécution » permettent principalement :

- de mettre en place l'équipe de projet;
- d'obtenir et de gérer les ressources externes faisant partie de l'équipe de projet;
- de coordonner les ressources pour la réalisation des activités du projet conformément au plan de gestion de projet;
- de mettre en œuvre les modifications au contenu qui ont été approuvées;
- de diffuser l'information requise au sujet du projet à l'équipe de projet et aux différents intervenants. (12)

### 6.3.4 Suivi et maîtrise

Les processus du groupe « Suivi et maîtrise » permettent l'observation de l'exécution du projet dans le but de relever les écarts par rapport au plan de gestion du projet et d'assurer la bonne intégration des modifications ou changements approuvés dans le cadre du projet.

Ce groupe de processus peut par exemple comprendre :

- la surveillance des activités en cours par rapport au plan de gestion de projet, notamment sur le plan du contenu, des délais et des coûts;
- la vérification de la conformité des biens livrables par rapport aux normes applicables et aux objectifs du projet;
- le suivi des modifications et la maîtrise de celles-ci afin que seules les modifications approuvées soient mises en œuvre;
- l'élaboration des rapports d'avancement et leur diffusion aux intervenants concernés.

Cette surveillance continue apporte une vision sur l'évolution du projet et permet généralement de ramener le projet en conformité avec sa planification. Lorsque les écarts sont trop importants, le groupe « Suivi et maîtrise » peut conduire à recommander la mise à jour du plan de gestion de projet.

Les processus du groupe « Suivi et maîtrise » sont effectués tout au long du projet. Les activités qui en découlent s'appliquent donc à travers les quatre autres groupes de processus du cycle de gestion de projet : Démarrage, Planification, Exécution et Fermeture. (12)

### 6.3.5 Fermeture

Les processus liés au groupe « Fermeture » servent principalement à constituer, à rassembler, à approuver et à diffuser les données qui formalisent l'achèvement du projet, de ses phases et de ses étapes. Lors de la fermeture, un bilan est notamment réalisé pour départager les écarts causés par des changements de contenu et ceux associés aux estimations et les planifications initiales. Le bilan d'une phase ou d'une étape qui se termine est le principal intrant au démarrage de la phase ou de l'étape suivante. Il faut voir dans la fermeture une occasion d'assurer la continuité du projet. (12)

### **6.4 LES ACTEURS DU PROJET**

Suivant la nature du projet il peut exister plusieurs types de parties prenantes qui peuvent avoir des intérêts parfois divergents.

Dans certains projets certaines parties prenantes peuvent jouer plusieurs rôles à la fois.

#### **6.4.1 Le maître d'ouvrage :**

Cette fonction est remplie par une personne morale pour le compte de laquelle un ouvrage est construit. La maîtrise d'ouvrage doit mener ou commander des études d'opportunité et de faisabilité, définir un programme, arrêter une enveloppe financière prévisionnelle, conclure avec la maîtrise d'œuvre et les entrepreneurs qu'elle choisit, les contrats ayant pour objet les études et l'exécution des travaux. Selon le type de projet à conduire, la maîtrise d'ouvrage peut disposer ou non en interne de l'expérience et des compétences nécessaires. (14)

#### **6.4.2 Le maître d'œuvre :**

Cette fonction est remplie par une personne morale choisie par la maîtrise d'ouvrage. Le maître d'œuvre a la charge et la responsabilité de la conception et du contrôle d'exécution de l'ensemble des ouvrages à réaliser. Il doit s'assurer du respect des choix arrêtés par la maîtrise d'ouvrage, en participant à la traduction de ses choix en termes de conception. Il est garant du respect de la réglementation. (14)

#### **6.4.3 L'entrepreneur :**

L'entrepreneur : Son activité est régie par les termes contractuels du marché. L'entrepreneur est chargé d'exécuter les travaux prévus au marché ou de les faire exécuter par des tiers sous-traitants pour des travaux spécialisés.

Les acteurs politiques : sont les membres des pouvoirs exécutifs ou législatifs qui ne sont pas dans le même rôle que celui du décideur. Ils peuvent se trouver à plusieurs niveaux politiques différents (Confédération, canton, district, commune, etc.) situés à un degré hiérarchique autre que celui du décideur. (14)

#### **6.4.4 Le fournisseur :**

Cette fonction se distingue de celle du sous-traitant en ce qu'elle n'assure pas directement la réalisation des travaux, mais se borne à l'exécution d'une prestation mobilière (vente de matériaux ou de matériel, etc.). (14)

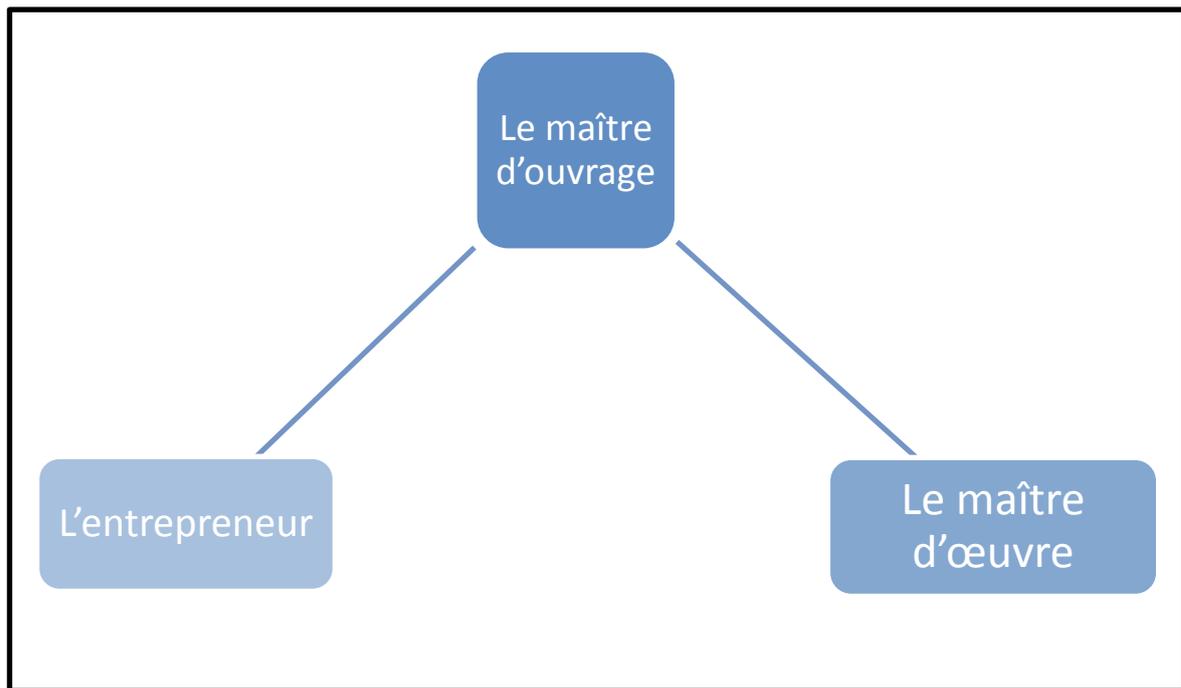


Figure 6. 3: LES ACTEURS DU PROJET

### 6.5 Définir des WBS

La WBS (Works breakdown structure) est la structure hiérarchique des tâches du projet. Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon arborescente et hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lots de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet.

La conception de la WBS passe par

- L'établissement d'une liste des résultats de travail (livrables) les + importants du projet
- La division (si nécessaire) de ces livrables en sous-ensembles
- Pour chaque livrable et sous-livrable, le listage des activités qui sont nécessaires à sa réalisation
- La possibilité de diviser des activités en sous-activité

## 6.6 Liste des ressources

A cette partie on va essayer de citer une liste détaillée de toutes les ressources nécessaires pour achever le projet.

### **Catégoriser les ressources :**

- Ressources humaines,
- Ressources matérielles,
- Ressources en matériaux.

### **Quantifier les ressources :**

On affecte un cout à chaque ressource qui est mesuré généralement par :

- Les ressources humaines DA/h
- Les équipements DA/h
- Les matériaux DA/ (quantité et volume)

### 6.6.1 Tableau des ressources

Après l'assemblage de tous les renseignements, nous sommes prêts à construire l'annexe de ressources.

Tableau 6. 1 : Tableau de ressources humaines (15)

DESIGNATION	NB.H	DA/H	U	Total (Mois)	
				NBR.	MONTANT(DA)
Chef de chantier	190	132,00	H	1	25 080,00
Ingénieur de projet	190	132,00	H	1	25 080,00
01 EQUIPE (FOND)					
Chef d'équipe	190	125,00	H	1	23 750,00
Coffreur	190	111,69	H	6	127 326,60
Ferrailleurs	190	112,00	H	4	85 120 ,00
Manœuvré	190	109,61	H	6	124 955.40
01 EQUIPE (ELEV)					
Chef d'équipe	190	125,00	H	1	23 750,00
Coffreur	190	111,69	H	6	127 326,60
Ferrailleurs	190	112,00	H	4	85 120,00
Manœuvré	190	109,61	H	6	124 955,40
EQUIPE (PREFA)					
Chef d'équipe	190	125,00	H	1	23 750,00
Coffreur	190	111,69	H	6	127 326,60
Ferrailleurs	190	112,00	H	4	85 120,00

## ETUDE ECONOMIQUE DE DEUX VARIANTES

Manœuvré	190	109,61	H	6	124 955,40
				TOTAL	1 133 613,00

Tableau 6. 2: tableau de ressources matériels 1<sup>ère</sup> Variante (15)

DESIGNATION	DA/H	Total (Mois)	
		NBR	Montant (DA)
Veh, liaison (1)	250,00	120	30 000,00
Groupe électrogène	800,00	180	144 000,00
Foreuse	950,00	288	273 600,00
Malaxeur	1 196,00	185	221 260,00
Coffrage poutre			50 000,00
Coffrage			50 000,00
Barraqué			50 000,00
Gasoil			50 000,00
Quincaillerie			30 000,00
Groupe de soudure	150,00	185	27 750,00
01- Compresseur	500,00	185	92 500,00
01-Betonniere	2400	185	444 000,00
01-Camion 10 T	900	45	40 500,00
01-Camion 2T5	450	45	20 250,00
01-Grue mobile 25T	2 200	100	220 000,00
01-Grue mobile 65T	3 000	35	105 000,00
TOTAL			1 818 860,00

Tableau 6. 3: tableau de ressources consommables 1<sup>ère</sup> Variante(15)

Désignation des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (HT)	Montant(DA)
<i>Installation de chantier</i>	F	1	3 000 000,00	3 000 000,00
<i>Etude d'exécution</i>	F	1	2 000 000,00	2 000 000,00
<i>Forfait d'épreuve général de l'ouvrage</i>	F	1	1 200 000,00	1 200 000,00
<i>Déblai pour fouille</i>	M <sup>3</sup>	1 500	550,00	825 000,00
<i>Remblais derrière culées</i>	M <sup>3</sup>	1 000	950,00	950 000,00

## ETUDE ECONOMIQUE DE DEUX VARIANTES

<i>Béton de propreté</i>	M <sup>3</sup>	50	7 500,00	375 000,00
<i>Béton pour pieux Ø400</i>	M <sup>3</sup>	320	58 000,00	18 560 000,00
<i>Aciers pour pieux</i>	Kg	52 000	120,00	6 240 000,00
<i>Béton pour semelles</i>	M <sup>3</sup>	180	15 000,00	2 700 000,00
<i>Aciers pour semelles</i>	Kg	28 000	120,00	3 360 000,00
<i>Béton pour piles.</i>	M <sup>3</sup>	250	15 500,00	3 875 000,00
<i>Aciers pour piles.</i>	Kg	35000	125,00	4 375 000,00
<i>Béton pour culées</i>	M <sup>3</sup>	200	15 500,00	3 100 000,00
<i>Aciers pour culées</i>	Kg	30 000	125,00	3 750 000,00
<i>Béton pour hourdis</i>	M <sup>3</sup>	180	16 000,00	2 880 000,00
<i>Aciers pour hourdis.</i>	Kg	27 000	128,00	3 456 000,00
<i>Béton pour chevêtre</i>	M <sup>3</sup>	60	15 500,00	930 000,00
<i>Aciers pour chevêtre</i>	Kg	10 000	125,00	1 250 000,00
<i>Béton pour Poutres</i>	M <sup>3</sup>	360	62 500,00	22 500 000,00
<i>Aciers pour Poutres</i>	Kg	50 000	164,00	8 200 000,00
<i>Chape d'étanchéité</i>	M <sup>2</sup>	700	1 800,00	1 260 000,00
<i>Chape de protection</i>	M <sup>2</sup>	700	3 500,00	2 450 000,00
<i>Peinture bitumineuse</i>	M <sup>2</sup>	700	550,00	385 000,00
<i>Fourniture et pose de garde-corps</i>	ML	200	12 000,00	2 400 000,00
<i>Fourniture et pose de joint de chaussées</i>	ML	14	53 000,00	742 000,00
<i>Mise en place d'appareils d'appuis</i>	U	36	62 000,00	2 232 000,00
<i>Coffrage en fondation</i>	M <sup>2</sup>	240	1 200,00	288 000,00
<i>Coffrage en élévation</i>	M <sup>2</sup>	3 600	1 500,00	5 400 000,00
<i>Fourniture et mise en place de glissière de sécurité</i>	ML	400	5 500,00	2 200 000,00
<i>Béton pour MS prolongement des murs en retour côté nord.</i>	M <sup>3</sup>	300	32 500,00	9 750 000,00
			Montant en HT	111 178 000,00
			TVA 17%	18 900 260,00
			Montant en TTC	130 078 260,00

## ETUDE ECONOMIQUE DE DEUX VARIANTES

Tableau 6. 4: Tableau de ressources Matériels 2<sup>eme</sup> Variante(15)

DESIGNATION	DA/H	Total	
		NBR	Montant (DA)
Veh, liaison (1)	250,00	120	30 000,00
Groupe électrogène	800,00	180	144 000,00
Foreuse	950,00	224	212 800,00
Malaxeur	1 196,00	185	221 260,00
Coffrage poutre			50 000,00
Coffrage			50 000,00
Barraqué			50 000,00
Gasoil			50 000,00
Quincaillerie			30 000,00
Groupe de soudure	150,00	185	27 750,00
01- Compresseur	500,00	185	92 500,00
01-Betonniere	2400,00	185	444 000,00
01-Camion 10 T	900,00	45	40 500,00
01-Camion 2T5	450,00	45	20 250,00
01-Verrain de terrage	6 000,00	45	270 000,00
01-Grue mobile 25T	2 200,00	100	220 000,00
01-Grue mobile 65T	3 000,00	25	60 000,00
<b>TOTAL</b>			<b>1 920 560,00</b>

Tableau 6. 5: tableau de ressources consommables 2<sup>eme</sup> Variante(15)

Désignation des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (HT)	Montant(DA)
<i>Installation de chantier</i>	F	1	3 000 000,00	3 000 000,00
<i>Etude d'exécution</i>	F	1	2 000 000,00	2 000 000,00
<i>Forfait d'épreuve général de l'ouvrage</i>	F	1	1 200 000,00	1 200 000,00
<i>Déblai pour fouille</i>	M <sup>3</sup>	1500	550,00	825 000,00
<i>Remblais derrière culées</i>	M <sup>3</sup>	1000	950,00	950 000,00
<i>Béton de propreté</i>	M <sup>3</sup>	50	7 500,00	375 000,00

## ETUDE ECONOMIQUE DE DEUX VARIANTES

<i>Béton pour pieux Ø400</i>	M <sup>3</sup>	350	58 000,00	20 300 000,00
<i>Aciers pour pieux</i>	Kg	60000	120,00	7 200 000,00
<i>Béton pour semelles</i>	M <sup>3</sup>	200	15 000,00	3 000 000,00
<i>Aciers pour semelles</i>	Kg	30000	120,00	3 600 000,00
<i>Béton pour piles.</i>	M <sup>3</sup>	250	15 500,00	3 875 000,00
<i>Aciers pour piles.</i>	Kg	40000	125,00	5 000 000,00
<i>Béton pour culées</i>	M <sup>3</sup>	160	15 500,00	2 480 000,00
<i>Aciers pour culées</i>	Kg	22500	125,00	2 812 500,00
<i>Béton pour hourdis</i>	M <sup>3</sup>	180	16 000,00	2 880 000,00
<i>Aciers pour hourdis.</i>	Kg	27000	128,00	3 456 000,00
<i>Béton pour chevêtre</i>	M <sup>3</sup>	70	15 500,00	1 085 000,00
<i>Aciers pour chevêtre</i>	Kg	10500	125,00	1 312 500,00
<i>Béton pour Poutres</i>	M <sup>3</sup>	360	32 500,00	11 700 000,00
<i>Aciers pour Poutres</i>	T	54	130,00	7 020 000,00
<i>Les câbles 12 t 15</i>	T	16	600 000,00	9 600 000,00
<i>Chape d'étanchéité</i>	M <sup>2</sup>	700	1 800,00	1 260 000,00
<i>Chape de protection</i>	M <sup>2</sup>	700	3 500,00	2 450 000,00
<i>Peinture bitumineuse</i>	M <sup>2</sup>	700	550,00	385 000,00
<i>Fourniture et pose de garde-corps</i>	ML	200	12 000,00	2 400 000,00
<i>Fourniture et pose de joint de chaussées</i>	ML	14	53 000,00	742 000,00
<i>Mise en place d'appareils d'appuis</i>	U	16	62 000,00	992 000,00
<i>Coffrage en fondation</i>	M <sup>2</sup>	240	1 200,00	288 000,00
<i>Coffrage en élévation</i>	M <sup>2</sup>	3600	1 500,00	5 400 000,00
<i>Fourniture et mise en place de glissière de sécurité</i>	ML	400	5 500,00	2 200 000,00
<i>Béton pour MS prolongement des murs en retour côté nord.</i>	M <sup>3</sup>	300	32 500,00	9 750 000,00
			Montant en HT	119 538 000,00
			TVA 17%	20 321 460,00
			Montant en TTC	139 859 460,00

## ETUDE ECONOMIQUE DE DEUX VARIANTES

Tableau 6. 6: le cout total de projet avec poutre à 1<sup>ere</sup> Variante

Masse salariale(DA)	7 821 929,7
Consommables(DA)	130 078 260,00
Matériels(DA)	1 818 860,00
S/total(DA)	139 719 049,70

Tableau 6. 7: le cout total de projet avec poutre à 2<sup>eme</sup> Variante

Masse salariale(DA)	7 368 484,5
Consommables(DA)	139 859 460,00
Matériels(DA)	1 920 560,00
S/total(DA)	149 148 504,5

### 6.7 LA VARIANTE PONT EN BETON ARME

Qu'il soit en poutre ou en dalle le pont en béton armé n'est envisageable que pour des faibles portées, généralement de 15m à 20m. Au-delà la hauteur du tablier devient très grand, ce qui influe sur son poids qui deviendra très important.

#### 6.7.1 LES AVANTAGES

- la préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage,
- la facilité du control de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux
- la possibilité de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- les coffrages des poutres peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La préfabrication des poutres permettent d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier

#### 6.7.2 LES Inconvénients

- il devient très couteux pour les portées qui dépassent 25m ou 30m au maximum.
- Nous savons qu'en béton armé, une grosse partie du béton constituant les poutres ne participe pas à l'encaissement des charges mais au contraire, elle ne fait qu'augmenter les charges permanentes surtout pour des portées importantes.
- Le pont à poutre en béton armé qui sera constitué de 3 travées isostatiques de 20metres chaque travée comportera 5 poutres en béton armé solidarises transversalement par le hourdis et les entretoises au niveau des appuis

## 6.8 LA VARIANTE PONT EN BETON PRECONTRAIT

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

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

Aujourd'hui, plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil sont faites avec le béton précontraint.

### 6.8.1 LES AVANTAGES

- le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- la facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux
- la préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage,
- puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
- la préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- les ponts à poutre préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portées allant jusqu'à 30 m en précontrainte par pré tension, et pour les portées qui sont comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension).
- Suppression des joints entre les travées, ce qui représente un confort pour l'utilisateur.

### 6.8.2 LES INCONVENIENTS

- La nécessité de fabrication du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer.
- Incertitude des déformations différées des poutres par fluage du béton et relaxation des armatures de précontrainte.
- Nécessité d'un matériel de mise en place des poutres très coûteux et d'une main d'œuvre qualifiée.
- Problème d'encombrement des échafaudages
- le procédé n'est rentable et économique que si le nombre de poutres à construire est important (15 à 20 poutres).

Le pont à poutres en béton précontraint qui sera constitué 2 travées isostatiques de 30 mètres. Chaque travée comportera 4 poutres en béton précontraint (pré tension)

Solidarise transversalement par un hourdis, longitudinalement par des entretoises.

## 6.9 Analyse multicritère

Pour cette analyse nous résumerons notre étude des variantes en cinq points importants :( cout, Délai, exécution, entretien, esthétique)

Tableau 6. 8: Analyse multicritère

Critère	coefficient	Pont en B.A	Pont en B.P
Economie	5	5(139 719 049,70DA)	4(149 148 504,5DA)
Délai	4	4(207j)	5(195j)
exécution	3	5	3
entretien	2	4	5
esthétique	1	4	5
Résultats		68	64

Tableau 6. 9: Echelle de l'analyse multicritère

Echelle	5	4	3	2	1
mention	excellent	Très bonne	bonne	Moyenne	Pas bonne

### 6.9.1 Présentation du choix

La présentation du choix de la solution retenue fait appel à l'esprit de synthèse et de compétence en communication afin de rendre évident le choix pour les décideurs. On privilégiera les représentations en mode graphique notamment au moyen de graphe Rader dont les branches représenteront les critères de choix avec une échelle de graduation adaptée. La plus grande surface couverte par l'une des solutions étant celle à privilégier.

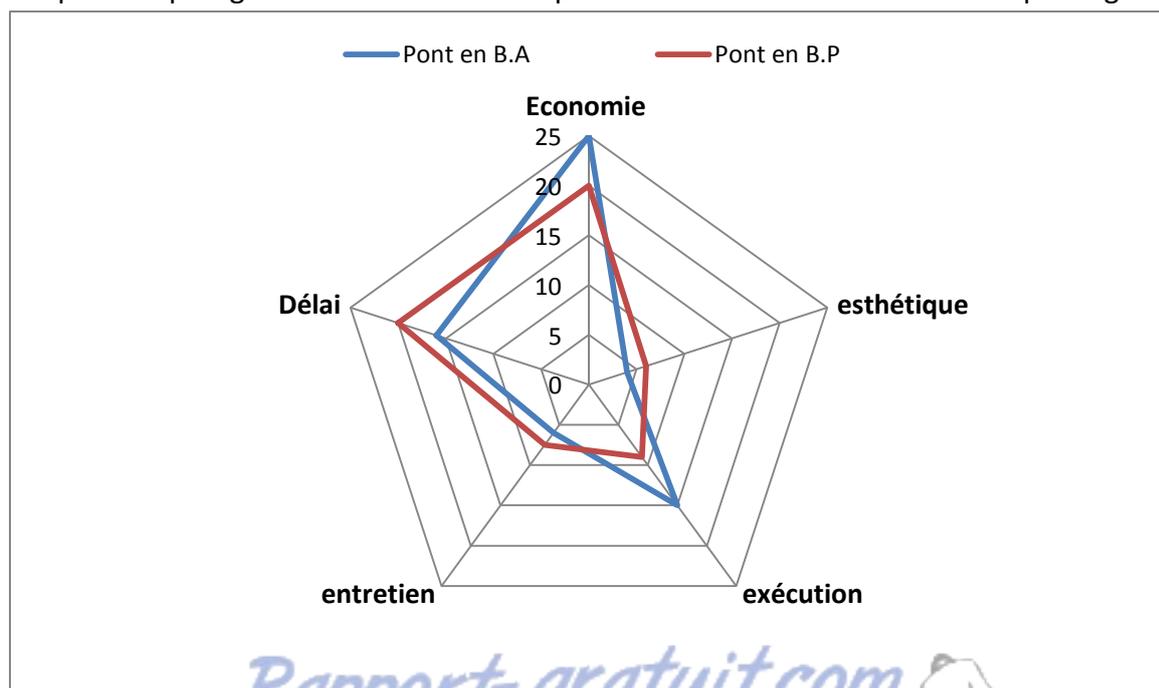


Figure 6. 4 : Présentation de choix par le graphique radar

a) **1<sup>ere</sup>** Variante:

Les points sensibles de cette variante sont : « l'esthétique et le délai ».

- Délai : la durée de construction est plus longue car le nombre de poutres à construire est très important, plus la durée de construction de la deuxième pile.
- Esthétique : mauvaise par rapport au béton précontraint.

b) **2<sup>eme</sup>** Variante :

Les points sensibles de cette variante sont : « L'économie, l'exécution et l'entretien ».

- Economie : le procédé n'est rentable et économique que si le nombre de poutres à construire est important, et permet donc une industrialisation de la fabrication et amortissement du matériel utilisé.
- Exécutions : elle nécessite l'emploi d'un matériel spécial de mise en place des poutres sur leurs appuis et nécessite aussi l'occupation d'une aire de stockage et de fabrication suffisamment vaste.
- Entretien difficile pour les poutres en béton précontraint.

### 6.10 Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une étude managériale de deux variantes pour déterminer le coût, la durée et les caractéristiques de chaque variante et comparer entre eux en utilisant l'analyse multicritère pour trouver la meilleure variante.

Après l'étude économique des deux variantes à notre avis le procédé de la variante 1 (pont à poutres béton armé) est rentable et économique car les matériaux de construction sont disponibles et moins chers.

Par contre la variante 2 (pont à poutres en béton précontrainte) nécessite l'emploi d'un matériel importé et l'exécution de précontrainte est difficile mais son délai d'exécution est réduit.

On considère que l'exécution de la variante 1 est plus lucrative et économique par rapport à la variante 2 malgré que son esthétique soit simple et la durée est longue.

Finalement comme résultats on choisit la variante 1 parce qu'elle répond à la majorité des critères de management de projet.

---

# CONCLUSION GENERALE

---

# CONCLUSION GENERALE

---

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe, elle fait appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont : la planification, géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé et le béton précontraint.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de bien visualiser le travail de planification, de calcul de la super structure de l'ouvrage d'art, et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (SAP2000, Auto CAD, Ms Project).

Après les pré dimensionnements du tablier pour les deux variantes, notamment la poutre qui a été dimensionnée comme élément I à mi-travée et en T aux appuis conformément aux normes et réglementations.

Ce pont a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis, ceci en utilisant le logiciel 'SAP 2000 version 14'. Les deux tabliers ont été modélisés par des éléments poutres «Frames» ce qui nous a permis de déterminer les poutres les plus sollicitées.

A partir des sollicitations maximales nous avons calculé le ferraillement des poutres en béton armé et le câblage des poutres en béton précontrainte qui ont été mises en tension suivant les phases de construction.

Après le calcul de volume de béton, des quantités de ferraillements et câbles on déterminera la durée, le coût de deux variantes et on compare entre ces variantes avec une Analyse multicritère à partir des critères (Economie, Délai, exécution, entretien, esthétique).

Après cette analyse la variante choisie est celle du pont à poutre en béton armé.

Le choix d'un pont, aussi délicat et judicieux soit-il, est guidé par des considérations aussi bien d'ordre technique, économique et environnemental. On a opté pour un pont en béton armé au détriment de celui en béton précontraint d'abord en priorité par sa facilité de mise en œuvre. Les données tant naturelles que fonctionnelles sont déterminantes au moment d'aborder la conception. Il y va de sa pérennité et de l'allègement de l'enveloppe financière allouée au projet.

On retiendra principalement que le volume total du béton obtenu pour les poutres de 1<sup>ère</sup> Variante est de 360 M<sup>3</sup> et que la quantité des aciers s'élève à 50 625 Kg. Le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est de 206 jours et le coût global du projet peut être évalué à 139 719 049,70DA.

On retiendra principalement que le volume total du béton obtenu pour les poutres 2<sup>ème</sup> Variante est de 360 M<sup>3</sup>, que la quantité des aciers s'élève à 36 320 Kg et la quantité câble 18 000 Kg. Le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est de 195 jours et le coût global du projet peut être évalué à 149 148 504,5DA.

## **CONCLUSION GENERALE**

---

Le rôle de l'ingénieur en génie civil n'est pas seulement le calcul, mais aussi il doit proposer des solutions raisonnables et efficaces sur terrain. En général une conception justifiée doit prendre en considération premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, ensuite la durabilité sans oublier l'économie, la qualité et le temps d'exécution.

# Bibliographie

---

1) **BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.)**, 1994 : Conception des ponts Presses des Ponts et Chaussées 620 624.1 20/01.

2) **L.T.P.O.**, 2013 : Rapport d'étude géotechnique dossier G2458 sur la CW 100 au PK 98 oued tlat, Tlemcen, Algérie.

3) Document technique réglementaire D.T.R Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.Ministre des travaux publics.

4) **LES\_PONTS-APMBTP08**.Lycée du B.T.P. Gaudier Brzeska - Saint Jean de Braye – Orléans

5) **CALGARO.J et LACROIX.R.**, 1997 : Projet de renforcement ou de réparation d'un pont in Techniques de l'Ingénieur, traité Construction c4503.

6) SETRA, 1974 : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes : Appuis des tabliers Numéro PP73.

7) **LACROIX .M.R et all.**, 2000 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule n° 62 (Titre I - Section II), BPEL 91 révisé 99.

8) Omara A et Souilah B ; 2013 : Les procédures d'exécution de viaduc trans-Rhumel Constantine : Haubanage et précontrainte du tablier, UNIVERSITE CONSTANTINE I 2013

9) **MAACHOU.O.**, 2013: Cours de béton précontrainte. Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.

10) **BEKKAL B W ; DALI YUCEF W**, ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART EN BETON PRECONTRAIT, Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie 2013.

11) Norme ISO 10006, in « <http://www.tarrani.net/shared/WBSRefGuide3.pdf> » ;10/05/2015.

12) **OUDOT.S**, 2009 : Cours de Management des systèmes / gestion de projet, école de management Euromed Marseille, France

13) Commission européenne – Europe Aid; Manuel Gestion du Cycle de Projet ; Mars 2001.

14) **SAYAGH S., JULLIEN A., VENTURA A.**, « Rôle des acteurs dans le processus d'élaboration de projets routiers. Analyse de l'approche opérationnelle et recherche de critères

## Bibliographie

---

décisionnels », Développement Durable et Territoires, Points de vue, in : <http://developpementdurable.revues.org/6283>, 2008

**15) S.E.R.O.R., 2015 .**, Etude et réalisation d'un ouvrage d'art sur la CW 100 au PK 98 oued tlat, Tlemcen, Algérie.

# WEBOGRAPHIE

---

- 1) [maps.google.com](https://maps.google.com) ,25/01/2015.